

# DER STAHLBAU

SCHRIFTFÜHRUNG: PROF. DR.-ING. DR.-ING. E.H. KLOPPEL · DARMSTADT  
VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN BERLIN-WILMERSDORF

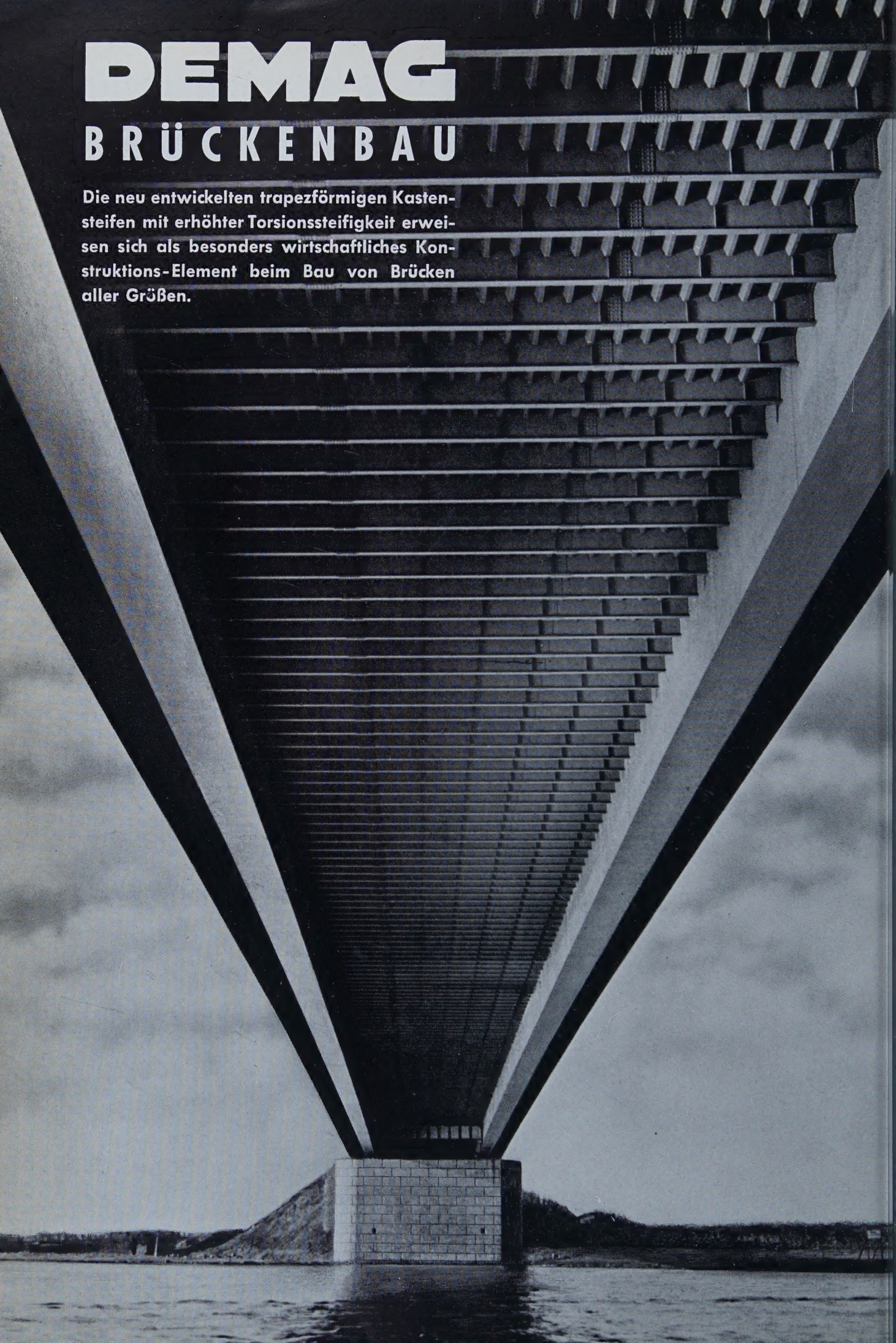
Heft 6 — Juni 1958



# DEMAG

## BRÜCKENBAU

Die neu entwickelten trapezförmigen Kastensteifen mit erhöhter Torsionssteifigkeit erweisen sich als besonders wirtschaftliches Konstruktions-Element beim Bau von Brücken aller Größen.







SAVE-BRÜCKE BELGRAD  
WEITESTGESPANNTE VOLLWANDTRÄGERBRÜCKE DER WELT

Gesamtentwurf einschließlich Werkstattzeichnungen  
M·A·N

Lieferung und Montage mit jugoslawischen Firmen  
gemeinsam.

Beratung bei der Fertigung und Montage in Jugo-  
slawien durch M·A·N

Orthotrope Platte als Fahrbahn ganz geschweißt.

Montage der Mittelöffnung ohne Zwischenstützen  
von beiden Seiten.

Gesamtbreite der Brücke  $3,0 + 12,0 + 3,0 = 18,0$  m

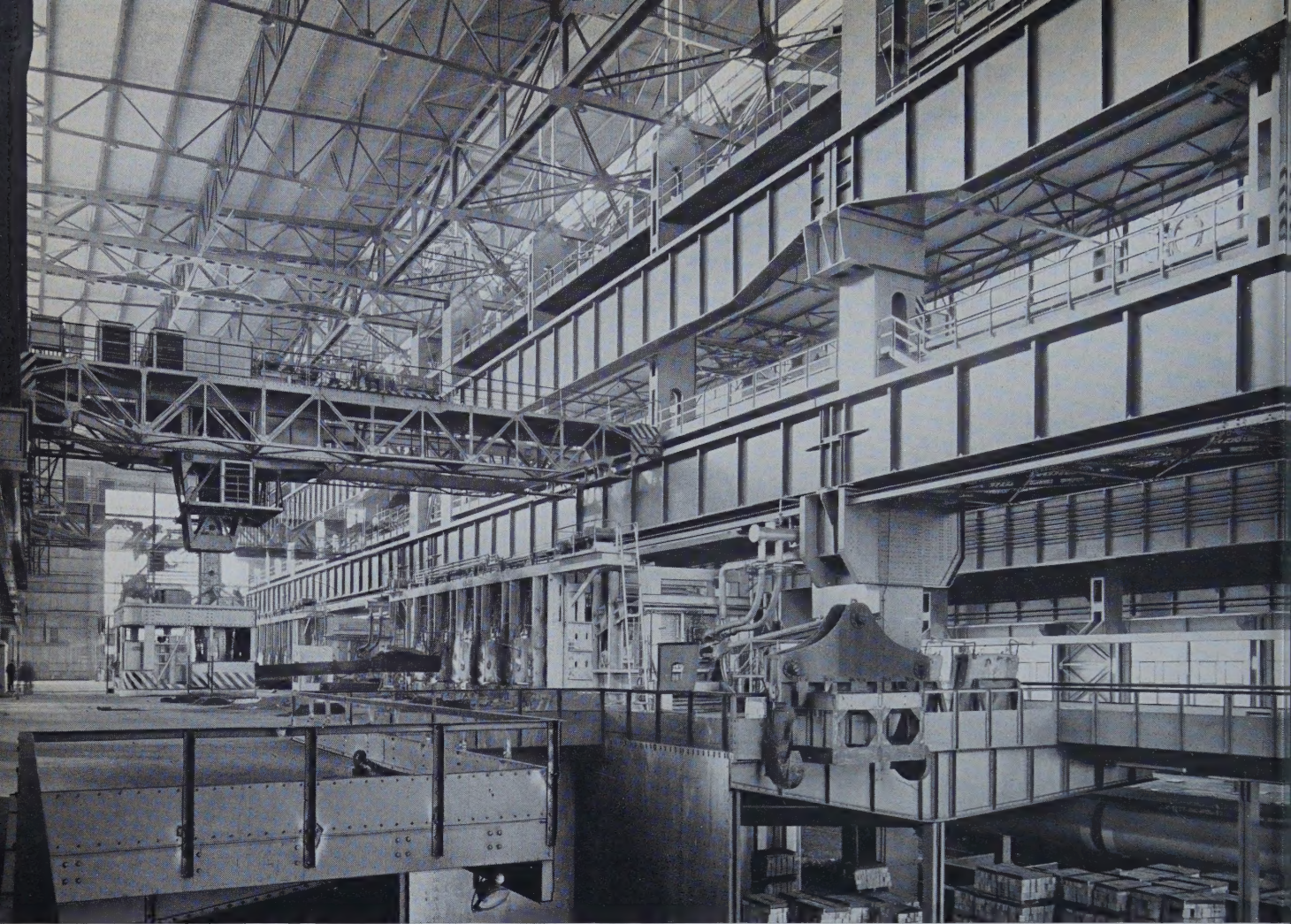
Eröffnung am 10. 9. 1956

**M·A·N**

**BRÜCKENBAU**

MASCHINENFABRIK AUGSBURG · NÜRNBERG AG · WERK GUSTAVSBURG



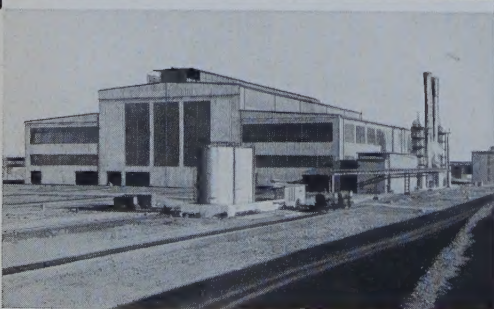


## Schwere Hallenkonstruktionen für Hütten- und Walzwerke

### Siemens-Martin-Stahlwerk

Halle mit vier nebeneinanderliegenden Schiffen und einer Grundfläche von 120 x 130 m für 2 Siemens-Martin-Öfen von je 150 t Fassungsvermögen, Gesamtgewicht: 11 400 t

Gemeinschaftsarbeit • Führung: Krupp Rheinhausen



# FRIED. KRUPP

MASCHINEN- UND STAHLBAU  
RHEINHAUSEN



## Inhalt

	Seite
Szabó, J., Dipl.-Ing., Budapest: Die Berechnung von Brücken-Trägerrosten . . . . .	141
Wintergerst, L., Dipl.-Ing., Eßlingen: Nordbrücke Düsseldorf, III. Teil: Statik und Konstruktion der Strombrücke . . . . .	147
Rose, G., Obering., Dipl.-Ing., Darmstadt-Eberstadt: Ein Beitrag zur Berechnung von Kranbahnen . . . . .	154
Geilenkeuser, H., Dipl.-Ing., Direktor, Essen: Oberirdische Hochdruck-Gasbehälter — Erläuterungen zur Neufassung von DIN 3396 . . . . .	159
Schwarz, F., Dr.-Ing., Holland (Michigan), USA: Die Brücke über die Straße von Mackinac/USA . . . . .	161
Seils, A., Bundesbahnberrät, Dipl.-Ing., München: Erläuterungen zu den „Technischen Vorschriften für den Rostschutz von Stahlbauwerken“ (Ro St) der Deutschen Bundesbahn — gültig vom 15. März 1957	165

## verschiedenes:

Persönliches . . . . .	168
Bücherschau . . . . .	168
Hochschulnachricht . . . . .	168

## Bezugsbedingungen

Vierteljährlich 7,50 DM (Ausland nur ganzjährlich 30,—DM), Einzelheft 3,—DM und Zustellgeld. Monatlich ein Heft, Bezugspreis im voraus zahlbar. Bestellungen nehmen jede Buchhandlung und jede Postanstalt oder der Verlag entgegen. Postscheckkonto: Berlin-West 16 88. Abbestellungen einen Monat vor Schluß des Kalendervierteljahres.

Bestellungen für das Ausland sind zu richten

für Österreich an Rudolf Lechner & Sohn, Wien I/1, Seilerstätte 5,  
für die Schweiz an Verlag für Wissenschaft, Technik und Industrie AG.,  
Basel, Schützenmattstraße 43,

für Italien an Libreria Commissionaria Sansoni, Firenze, Via Gino  
Capponi 26,

für das gesamte übrige Ausland und Übersee an I. R. Maxwell & Co. Ltd.,  
London W 1, 4/5 Fitzroy Square.

itung:

1, Darmstadt, Technische Hochschule  
t 40 41, Anschluß 245

Juni 1958

Heft 6

## Brücken-Trägerrosten

Szabó, Budapest

ing von Trägerrosten

numerischen Lösung einiger Probleme der Festigkeitslehre“, gehalten anlässlich der Jahrestagung der GAMM am 23.—27. April 1957 in Hamburg. Da aber dieser Vortrag zur Zeit im Druck noch nicht vorliegt, erscheint es zweckmäßig, die Grundgedanken im folgenden kurz wiederzugeben.

Das Verfahren geht von demselben Grundgedanken aus, behandelt aber den auf 4 Seiten und 2 Seiten gelagerten Trägerrost auf verschiedene Weise. In einer vor kurzem erschienenen Abhandlung [5] behandelt der Verfasser den erstgenannten Fall numerisch, während der zweitgenannte, also der auf zwei Seiten gelagerte Trägerrost, Gegenstand der vorliegenden Arbeit ist.

Das Verfahren fußt auf den Clapeyronschen Gleichungen für Träger auf mehreren Stützen. Es stellt die Zusammenhänge zwischen den bekannten und unbekannten Größen in Matrixgleichungen dar und macht sich die aus der Verwendung der Elemente der Matrizen-Theorie entstehenden Vorteile zunutze.

Obwohl dem Leser R. Zurmühl's [6] ausgezeichnetes und modernes Werk eine bedeutende Hilfe für die Matrizenrechnung ist, scheint es trotzdem angebracht, die zur Benutzung und zum Verständnis vorliegender Abhandlung notwendigen Elemente der Matrizen-Algebra kurz zusammenfassen.

## 2. Grundlagen der Matrizenrechnung

Die aus den Elementen

$$a_{11}, a_{12}, \dots, a_{1n}, a_{21}, a_{22}, \dots, a_{2n}, \dots, a_{m1}, a_{m2}, \dots, a_{mn}$$

zusammengesetzte Form

$$A = [a_{ij}] = \begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} & \dots & a_{1n} \\ a_{21} & a_{22} & \dots & a_{2n} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ a_{m1} & a_{m2} & \dots & a_{mn} \end{bmatrix} \quad (1)$$

$$\left. \begin{matrix} (i = 1, 2, \dots, m) \\ (j = 1, 2, \dots, n) \end{matrix} \right\} \begin{matrix} m \text{ Zeilen und } n \text{ Spalten} \end{matrix}$$

wird Matrix genannt. Ist  $m > 1$ ,  $n > 1$  und  $m \neq n$ , so ist dies eine Viereck-Matrix, ist  $m = n > 1$  eine quadratische Matrix. Besteht die Matrix aus einer einzigen Spalte ( $n = 1$ ), heißt sie Spalten-Matrix, während die aus einer einzigen Zeile ( $m = 1$ ) bestehende eine Zeilen-Matrix ist. Diagonal-Matrix nennt man jene quadratische Matrix, deren sämtliche Elemente, mit Ausnahme der der Hauptdiagonalen gleich Null ist. Ist in einer Diagonal-Matrix das Element der Hauptdiagonale gleich der Einheit, heißt sie Einheits-Matrix und ihre Form ist:

$$E = \begin{bmatrix} 1 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 1 & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & \dots & 1 \end{bmatrix} \quad (m = n) \quad (2)$$

Das Produkt der Matrix  $A$  mit dem Skalar  $\alpha$  ist:

$$\alpha A = \alpha [a_{ij}] = \begin{bmatrix} \alpha a_{11} & \alpha a_{12} & \dots & \alpha a_{1n} \\ \alpha a_{21} & \alpha a_{22} & \dots & \alpha a_{2n} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \alpha a_{m1} & \alpha a_{m2} & \dots & \alpha a_{mn} \end{bmatrix} \quad (3)$$

Von der Summe der Matrizen  $A$  und  $B$  kann gesprochen werden, wenn die Anzahl der Zeilen oder der Spalten in beiden Matrizen gleich ist:

$$\begin{aligned} A + B &= B + A = [a_{ij}] + [b_{ij}] = [a_{ij} + b_{ij}] = \\ &= \begin{bmatrix} a_{11} + b_{11} & a_{12} + b_{12} & \dots & a_{1n} + b_{1n} \\ a_{21} + b_{21} & a_{22} + b_{22} & \dots & a_{2n} + b_{2n} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ a_{m1} + b_{m1} & a_{m2} + b_{m2} & \dots & a_{mn} + b_{mn} \end{bmatrix} \quad (4) \end{aligned}$$



Durch Spiegelung der Matrix  $A$  entsteht die transponierte Matrix  $A^*$ :

$$A^* = \begin{bmatrix} a_{11} & a_{21} & \dots & a_{m1} \\ a_{12} & a_{22} & \dots & a_{m2} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ a_{1n} & a_{2n} & \dots & a_{mn} \end{bmatrix} \dots \dots \dots (5)$$

Die Transponierte einer Spalten-Matrix ist eine Reihen-Matrix; die symmetrische Matrix gleicht ihrer Transponierten.

Der Fall einer Transformation der Matrix  $A$  nach der Matrix  $B$  oder die der Matrix  $B$  nach der Matrix  $A$  besteht, wenn beide Matrizen der Additionsbedingung entsprechen. Die Durchführung der Transformation sieht so aus:

$$A \times B = B \times A = \begin{bmatrix} a_{11} & b_{11} & a_{12} & b_{12} & \dots & a_{1n} & b_{1n} \\ a_{21} & b_{21} & a_{22} & b_{22} & \dots & a_{2n} & b_{2n} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ a_{m1} & b_{m1} & a_{m2} & b_{m2} & \dots & a_{mn} & b_{mn} \end{bmatrix} = [a_{ij} \ b_{ij}] \dots \dots \dots (6)$$

Das Produkt zweier Matrizen kann nur in einer bestimmten Reihenfolge entstehen; denn allgemein ist  $A \cdot B \neq B \cdot A$ . Die Multiplikation  $A \cdot B = C$  kann nur dann erfolgen, wenn die Zahl der Spalten von  $A$  mit der Zahl der Reihen von  $B$  übereinstimmt. Ist diese Voraussetzung erfüllt, so ist:

$$A \cdot B = [a_{ij}] \cdot [b_{jk}] = [c_{ik}] = C$$
$$\begin{matrix} (i = 1, 2, \dots m) \\ (j = 1, 2, \dots n) \\ (k = 1, 2, \dots p) \end{matrix} \dots \dots \dots (7)$$

$$c_{ik} = \sum_{j=1}^n a_{ij} b_{jk} = a_{i1} b_{1k} + a_{i2} b_{2k} + \dots + a_{in} b_{nk}$$

Ferner ist — vorausgesetzt, daß die Multiplikation ansonsten vollziehbar ist:

$$A \cdot B \cdot C = (A \cdot B) \cdot C = A \cdot (B \cdot C) \text{ und } (A + B) \cdot C = A \cdot C + B \cdot C$$

Natürlich kann die Spaltenmatrix  $a$  mit der Reihenmatrix  $b$  immer multipliziert werden, um als Resultat die Dyade  $a \cdot b$  zu ergeben, das Skalar-Produkt der Vektoren  $b, a$  hat nur einen Sinn und es ergibt  $b \cdot a$  nur dann einen Skalar, wenn  $a$  und  $b$  die gleiche Elementenzahl besitzen.

Der Kehrwert einer quadratischen Matrix entsteht, wenn die aus den Elementen der Matrix gebildete Determinante von Null verschieden ist:

$$\det A = |A| = \begin{vmatrix} a_{11} & a_{12} & \dots & a_{1m} \\ a_{21} & a_{22} & \dots & a_{2m} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ a_{m1} & a_{m2} & \dots & a_{mm} \end{vmatrix} \neq 0 \dots \dots \dots (8)$$

Die Kehrmatrix von  $A$  wird mit  $A^{-1}$  bezeichnet;

$$A \cdot A^{-1} = A^{-1} \cdot A = E$$

ist analog dem Zusammenhang  $a \cdot a^{-1} = 1$  der Skalaralgebra.

Es sei  $A$  eine quadratische Matrix  $m$ -ter Ordnung, d. h. die Anzahl ihrer Spalten und Reihen sei  $m$ , ferner sei  $u$  eine aus  $m$ -Elementen bestehende Spaltenmatrix, und  $v^*$  eine Reihenmatrix aus ebenfalls  $m$ -Elementen. Ist  $A \cdot u = \lambda u$  und  $v^* \cdot A = \lambda v^*$ , dann ist  $u$  und  $v^*$  der eine rechtsseitige und der eine linksseitige Eigenvektor der Matrix  $A$  und  $\lambda$  der eine Eigenwert der Matrix  $A$ . (Die quadratischen Matrizen der vorliegenden Abhandlung haben je eine mit ihrer Ordnungszahl übereinstimmende Anzahl von Eigenwerten, die alle reele, von Null verschiedene Zahlen sind.) Sind sämtliche Eigenwerte und Eigenvektoren der Matrix  $A$  bekannt, kann die Matrix auch in kanonischer Form geschrieben werden:

$$A = \sum_{i=1}^m \lambda_i u_i \cdot v_i^* \dots \dots \dots (9)$$

Die Eigenvektoren  $u_i, v_j^*$  sind orthogonal und es ist zweckmäßig, sie zu normieren, damit sie der Beziehung

$$v_j^* \cdot u_i = \delta_{ij}; \begin{matrix} (\delta_{ij} = 1, \text{ wenn } i = j) \\ (\delta_{ij} = 0, \text{ wenn } i \neq j) \end{matrix} \dots \dots \dots (10)$$

Genüge leisten. Werden aus den normierten Eigenvektoren der Matrix  $A$  die Matrizen

$$V^* = \begin{bmatrix} v_1^* \\ v_2^* \\ \vdots \\ v_m^* \end{bmatrix} \quad U = [u_1 \ u_2 \ \dots \ u_m]$$
$$U \cdot V^* = V^* \cdot U = E$$

und aus ihren Eigenwerten die Diagonalmatrix

$$A = \begin{bmatrix} \lambda_1 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & \lambda_2 & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & \dots & \lambda_m \end{bmatrix}$$

gebildet, dann kann die kanonische Form der Matrix  $A$  als Dreierprodukt dargestellt werden:

$$A = U \cdot A \cdot V^* \dots \dots \dots (11)$$

Ist die quadratische Matrix  $B$  irgendeine analytische Funktion  $B = f(A)$  der Matrix  $A$ , dann ist die kanonische Form der Matrizen-Funktion  $f(A)$  bei Verwendung der kanonischen Form der Matrix  $A$ :

$$f(A) = \sum_{i=1}^m f(\lambda_i) u_i \cdot v_i^* \dots \dots \dots (9a)$$

$$f(A) = U \cdot f(A) \cdot V^{*2} \dots \dots \dots (11a)$$

Es seien  $A = U_A \cdot A_A \cdot V_A^*$  eine quadratische Matrix  $m$ -ter Ordnung und  $B = U_B \cdot A_B \cdot V_B^*$  eine quadratische Matrix  $n$ -ter Ordnung von bekannter kanonischer Form, ferner seien  $S$  und  $D$  je eine aus  $m$ -Reihen und  $n$ -Spalten bestehende Rechteckmatrix. Dann ist die Lösung der linearen Matrix-Gleichung

$$\zeta \cdot S + S \cdot B = D, \dots \dots \dots (12)$$

die den Zusammenhang zwischen der gegebenen Matrix  $D$  und der gesuchten  $S$  festhält, durch Einführung der Matrix  $M$  — Invariant der Matrizen-Gleichung (12) —

$$M = [\mu_{ij}]; \mu_{ij} = \frac{1}{\zeta \lambda_{Ai} + \lambda_{Bj}} \begin{matrix} (i = 1, 2, \dots m) \\ (j = 1, 2, \dots n) \end{matrix} \dots \dots \dots (13)$$

worin  $\lambda_{Ai}$  der  $i$ -te Eigenwert der Matrix  $A$ ,  $\lambda_{Bj}$  der  $j$ -te Eigenwert der Matrix  $B$  und  $\zeta$  ein Skalar ist, folgendermaßen darstellbar:

$$S = U_A \cdot \{ M \times (V_A^* \cdot D \cdot U_B) \} \cdot V_B^* \dots \dots \dots (14)$$

Zur ausführlicheren Darlegung der Zusammenhänge (12), (13) und (14) sei im folgenden die Gleichung (14) näher erläutert:

Wie bereits erwähnt ist  $U \cdot V^* = V^* \cdot U = E$ , und somit kann (12) auch so angedrungen werden:

$$\zeta A \cdot U_A \cdot V_A^* \cdot S + S \cdot U_B \cdot V_B^* \cdot B = D$$

Beide Seiten von links mit  $V_A^*$  und von rechts mit  $U_B$  multipliziert, ergibt:

$$\zeta V_A^* \cdot A \cdot U_A \cdot V_A^* \cdot S \cdot U_B + V_A^* \cdot S \cdot U_B \cdot V_B^* \cdot B \cdot U_B = V_A^* \cdot D \cdot U_B$$

Da aber  $V_A^* \cdot A \cdot U_A = A_A$  und  $V_B^* \cdot B \cdot U_B = A_B$  ist, kann mit den Bezeichnungen  $F = V_A^* \cdot S \cdot U_B$  oder  $S = U_A \cdot F \cdot V_B^*$  geschrieben werden:

$$\zeta A_A \cdot F + F \cdot A_B = V_A^* \cdot D \cdot U_B = G$$

Nach Durchführung der Matrix-Multiplikationen sehen die Matrizen eingehender folgendermaßen aus:

$$\begin{bmatrix} \lambda_{A1} & F_{11} & \lambda_{A1} & F_{12} & \dots & \lambda_{A1} & F_{1n} \\ \lambda_{A2} & F_{21} & \lambda_{A2} & F_{22} & \dots & \lambda_{A2} & F_{2n} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ \lambda_{Am} & F_{m1} & \lambda_{Am} & F_{m2} & \dots & \lambda_{Am} & F_{mn} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} F_{11} & \lambda_{B1} & F_{12} & \lambda_{B2} & \dots & F_{1n} & \lambda_{Bn} \\ F_{21} & \lambda_{B1} & F_{22} & \lambda_{B2} & \dots & F_{2n} & \lambda_{Bn} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ F_{m1} & \lambda_{B1} & F_{m2} & \lambda_{B2} & \dots & F_{mn} & \lambda_{Bn} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} G_{11} & G_{12} & \dots & G_{1n} \\ G_{21} & G_{22} & \dots & G_{2n} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ G_{m1} & G_{m2} & \dots & G_{mn} \end{bmatrix}$$

Diese Matrizen-Gleichung ist äquivalent dem Skalar-Gleichungssystem:

$$\zeta \lambda_{A1} F_{11} + F_{11} \lambda_{B1} = F_{11} (\zeta \lambda_{A1} + \lambda_{B1}) = G_{11},$$
$$\vdots$$
$$F_{ij} (\zeta \lambda_{Ai} + \lambda_{Bj}) = G_{ij}$$

oder

$$F_{ij} = \frac{G_{ij}}{\zeta \lambda_{Ai} + \lambda_{Bj}} \mu_{ij} G_{ij}$$

Schließlich ist auf Grund obiger Ausführungen:

$$S = U_A \cdot \{ M \times (V_A^* \cdot D \cdot U_B) \} \cdot V_B^* = U_A \cdot [\mu_{ij} \ G_{ij}] \cdot V_B^*$$

Der Ausdruck (14) drückt diesen Zusammenhang komprimiert aus.

<sup>2)</sup> Ausführlicher in E. Egerváry's Abhandlung über die Darstellung der kanonischen Form von Matrizen-Funktionen behandelt [7].



3. Matrix-Formulierung der notwendigen Zusammenhänge der Festigkeitslehre (Clapeyronsche Gleichungen)

Die Zusammenhänge zwischen den Stützmomenten ( $X_i$ ), den transversalen Stützpunktverschiebungen ( $Z_i$ ), der Stützkraft ( $Q_i$ ) und den Werten aus der Belastung ( $W_i, P_i$ ) des in aequidistanten Punkten gestützten durchlaufenden Trägers von konstanter Steifigkeit (Bild 1) sind ersichtlich aus (vgl. [8]):

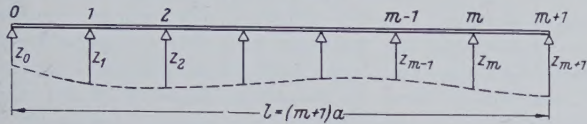


Bild 1. Bezeichnungen

$$\left. \begin{aligned} X_{i-1} + 4X_i + X_{i+1} &= W_i + \frac{6EJ}{a^3} (-Z_{i-1} + 2Z_i - Z_{i+1}) \\ \frac{1}{a} (-X_{i-1} + 2X_i - X_{i+1}) &= P_i - Q_i \end{aligned} \right\} \quad (15)$$

Die Werte  $P_i, W_i$  sind dem statisch bestimmten Grundsystem (Bild 2) zu entnehmen.

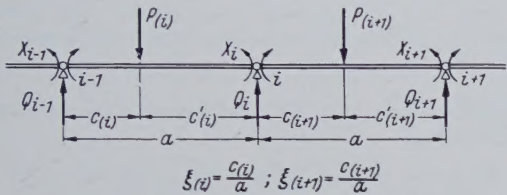


Bild 2. Statisch bestimmtes System

$P_i$  ist die in den Stützpunkten der Felder von der Länge  $a$  aus der Belastung wirkende Querkraft

$$P_i = \sum_{(i)} P_{(i)} \xi_{(i)} + \sum_{(i+1)} P_{(i+1)} \xi'_{(i+1)} \dots \dots \dots (16)$$

Der Wert des Belastungsgliedes  $W_i$  hängt von den verschiedenen Belastungsfällen ab. So beträgt:

1. bei einer Einzellast (Bild 2)  
 $W_i = -a \left\{ \sum_{(i)} P_{(i)} (\xi_{(i)} - \xi'_{(i)}) + \sum_{(i+1)} P_{(i+1)} (\xi'_{(i+1)} - \xi'_{(i+1)}) \right\}, \quad (17)$
2. bei einseitiger gleichmäßiger Erwärmung (Dehnungskoeffizient  $\alpha_t$ ; zwischen Ober- und Unterseite des Trägers von der Höhe  $h$  herrscht eine Temperaturdifferenz von  $\Delta_t$  zugunsten der Oberseite)  
 $W_i = 6EJ \frac{\Delta_t \alpha_t}{h}, \dots \dots \dots (18)$

3. bei relativer Schnittflächen-Verdrehung (Bild 3)

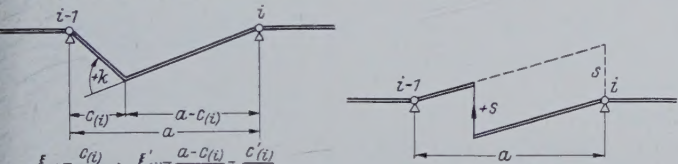


Bild 3. Relative Schnittflächen-Verdrehung

$$W_i = -\frac{6EJ}{a} \xi_{(i)} k_{(i)}; \quad W_{i-1} = -\frac{6EJ}{a} \xi'_{(i)} k_{(i)}, \dots \dots (19)$$

4. bei relativer Schnittflächen-Verschiebung (Bild 4)

$$W_i = -\frac{6EJ}{a^2} s_{(i)}; \quad W_{i-1} = \frac{6EJ}{a^2} s_{(i)}. \dots \dots (20)$$

Es gelten folgende Bezeichnungen:

$$\begin{aligned} x &= \begin{bmatrix} X_1 \\ X_2 \\ \vdots \\ X_m \end{bmatrix}; \quad w = \begin{bmatrix} W_1 \\ W_2 \\ \vdots \\ W_m \end{bmatrix}; \quad z = \begin{bmatrix} Z_0 \\ Z_1 \\ \vdots \\ Z_{m+1} \end{bmatrix}; \quad p = \begin{bmatrix} P_0 \\ P_1 \\ \vdots \\ P_{m+1} \end{bmatrix}; \quad q = \begin{bmatrix} Q_0 \\ Q_1 \\ \vdots \\ Q_{m+1} \end{bmatrix} \\ K &= \begin{bmatrix} 4 & 1 & 0 & \dots & 0 \\ 1 & 4 & 1 & \dots & 0 \\ 0 & 1 & 4 & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & \dots & 4 \end{bmatrix}; \quad C = \begin{bmatrix} 2 & -1 & 0 & \dots & 0 \\ -1 & 2 & -1 & \dots & 0 \\ 0 & -1 & 2 & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & \dots & 2 \end{bmatrix} \quad (m\text{-Reihen und } n\text{-Spalten}) \\ G &= \begin{bmatrix} -1 & 0 & 0 & \dots & 0 \\ 2 & -1 & 0 & \dots & 0 \\ -1 & 2 & -1 & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & \dots & -1 \end{bmatrix}; \quad G^* = \begin{bmatrix} -1 & 2 & \dots & 0 \\ 0 & -1 & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & \dots & -1 \end{bmatrix} \quad (m\text{-Reihen und } m+2\text{-Spalten}) \end{aligned}$$

Die Gleichungen (15) sind mit den folgenden Matrizen-Gleichungen identisch:

$$\left. \begin{aligned} K \cdot x &= w + \frac{6EJ}{a^2} G^* \cdot z \\ \frac{1}{a} G \cdot x &= p - q \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (22)$$

Erfolgt bei den äußersten Stützen keine Stützpunktverschiebung, ist es zweckmäßig, an Stelle von (22) die Gleichungen

$$\left. \begin{aligned} K \cdot x &= w + \frac{6EJ}{a^2} G \cdot z' \\ \frac{1}{a} G \cdot x &= p' - q' \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (23)$$

zu setzen, worin

$$z' = \begin{bmatrix} Z_1 \\ Z_2 \\ \vdots \\ Z_m \end{bmatrix}; \quad p' = \begin{bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ \vdots \\ P_m \end{bmatrix}; \quad q' = \begin{bmatrix} Q_1 \\ Q_2 \\ \vdots \\ Q_m \end{bmatrix} \quad \text{ist.}$$

4. Matrixengleichungen des Trägerrostes

An Hand obiger Ableitungen kann das Matrizen-Gleichungssystem des Trägerrostes sehr einfach angesetzt werden.

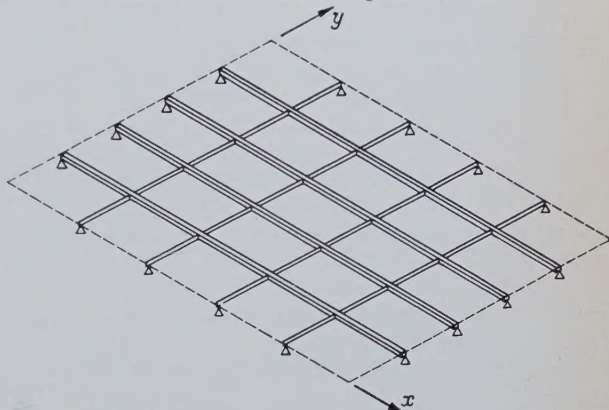


Bild 5. Vierseitig frei drehbar gelagerter Trägerrost

Fall 1: Der Trägerrost liegt an allen vier Seiten auf, wobei die freie Verdrehungsmöglichkeit gewährleistet ist (Bild 5). Seine Analogie: die erste oder Dirichletsche Randwertaufgabe für Plattengleichung.

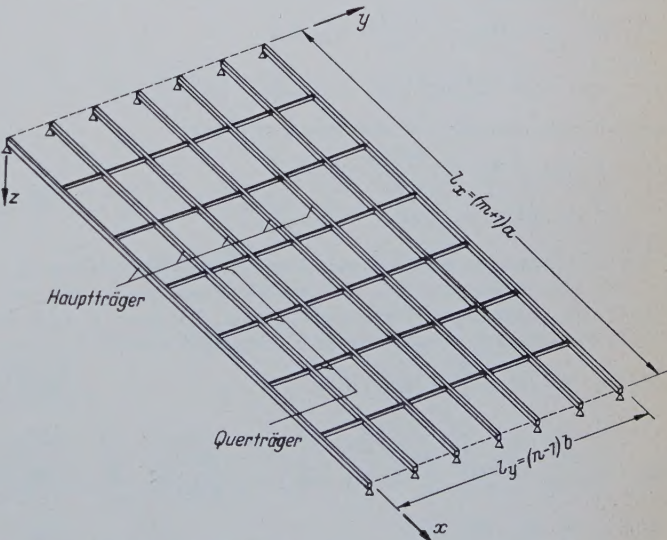


Bild 6. An zwei gegenüberliegenden Seiten frei drehbar gelagerter Trägerrost

Fall 2: Der Trägerrost ist nur an zwei, einander gegenüberliegenden Seiten mit freier Verdrehungsmöglichkeit aufgelagert, die beiden anderen Seiten liegen nicht auf (Bild 6). Seine Analogie: die dritte Randwertaufgabe für Plattengleichungen (ausführlicher behandelt in [9]).

Wie bereits erwähnt, wird im folgenden nur Fall 2 ausführlicher behandelt, da für Brückenträgerroste nur er von Bedeutung ist.



#### 4.1 Bezeichnungen:

- $m$  Anzahl der Querträger,  
 $n$  Anzahl der Hauptträger,  
 $(i, j)$  Kreuzungspunkt des  $j$ -ten Hauptträgers und des  $i$ -ten Querträgers,  
 $P_{Xij}, P_{Yij}$  die nach Gleichung (16) unmittelbar auf die Haupt- oder Querträger wirkende Querkraft aus der äußeren Last,  
 $W_{Xij}, W_{Yij}$  die den Haupt- oder Querträgern zugeordneten Belastungsglieder,  
 $X_{ij}$  Biegemoment im  $j$ -ten Hauptträger,  
 $Y_{ij}$  Biegemoment im  $i$ -ten Querträger,  
 $Q_{ij}$  die vom  $i$ -ten Querträger auf den  $j$ -ten Hauptträger wirkende Reaktionskraft,  
 $Z_{ij}$  die transversale Verschiebung des Trägerrostes,  
 $C_X, K_X$  quadratische Matrizen  $m$ -ter Ordnung,  
 $K_Y$  quadratische Matrix  $(n-2)$ -ter Ordnung,  
 $G_Y$  Viereck-Matrix gebildet aus  $n$ -Reihen und  $(n-2)$ -Spalten,  
 $G_Y^*$  die Transponierte von  $G_Y$ ,  
 $M$  Invariant des Trägerrostes; Viereck-Matrix gebildet aus  $m$ -Reihen und  $(n-2)$ -Spalten,  
 $P_X, P_Y, W_X, Q, Z$  die die Elemente  $P_{Xij}, P_{Yij}, W_{Xij}, X_{ij}, Q_{ij}, Z_{ij}$  enthaltenden Viereck-Matrizen bestehend aus  $m$ -Reihen und  $n$ -Spalten ( $i = 1, 2, \dots, m; j = 1, 2, \dots, n$ ),  
 $W_Y, Y$  die die Elemente  $W_{Yij}, Y_{ij}$  enthaltenden Viereck-Matrizen bestehend aus  $m$ -Reihen und  $(n-2)$ -Spalten ( $i = 1, 2, \dots, m; j = 2, 3, \dots, n-1$ ),  
 $P$  Summe von  $P_X$  und  $P_Y$ ,  
 $J_X, J_Y$  Trägheitsmoment der Haupt- oder Querträger,  
 $\zeta$  Quersteifigkeitskoeffizient:  $\zeta = \frac{J_X}{J_Y} \left( \frac{b}{a} \right)^3$ ,  
 $a, b$  Abstand der Quer- oder Hauptträger.

#### 4.2 Gleichungssystem

Auf Grund von (23) kann — gültig für sämtliche Hauptträger — geschrieben werden:

$$\left. \begin{aligned} K_X \cdot X &= W_X + \frac{6EJ_X}{a^2} C_X \cdot Z, \\ \frac{1}{a} C_X \cdot X &= P_X - Q, \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (24)$$

und auf Grund von (22) für sämtliche Querträger:

$$\left. \begin{aligned} Y \cdot K_Y &= W_Y + \frac{6EJ_Y}{b^2} Z \cdot G_Y, \\ \frac{1}{b} Y \cdot G_Y^* &= P_Y + Q. \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (25)$$

Im Besitze der von der gegebenen Last abhängigen Matrizen  $P_X, P_Y, W_X, W_Y$  können auf dem Matrizen-Gleichungssystem (24) und (25) die die unbekannten Werte enthaltenden Matrizen  $X, Y, Z, Q$  als Funktion einer Parameter-Matrix  $T$  dargestellt werden:

$$X = a \cdot C_X^{-1} \left( P - \frac{1}{b} T \cdot K_Y^{-1} \cdot G_Y^* \right), \dots \dots \dots (26)$$

$$Y = T \cdot K_Y^{-1}, \dots \dots \dots (27)$$

$$Z = \frac{a^3}{6EJ_X} A^{-1} \left( P - \frac{1}{b} T \cdot K_Y^{-1} \cdot G_Y^* \right) - \frac{a^2}{6EJ_X} C_X^{-1} \cdot W_X, \dots \dots \dots (28)$$

$$Q = \frac{1}{b} T \cdot K_Y^{-1} \cdot G_Y^* - P_Y. \dots \dots \dots (29)$$

Die Parameter-Matrix  $T$  kann aus der linearen Matrizen-Gleichung

$$\zeta A \cdot T + T \cdot B = b P \cdot G_Y + \zeta A \cdot W_Y - \frac{b}{a} A \cdot C_X^{-1} \cdot W_X \cdot G_Y \quad (30)$$

bestimmt werden, worin

$$P = P_X + P_Y, \quad A = C_X \cdot K_X^{-1} \cdot C_X, \quad B = K_Y^{-1} \cdot G_Y^* \cdot G_Y \text{ ist.}$$

Da die kanonische Form der Matrizen  $A$  und  $B$  bekannt ist, erfolgt die Lösung der Gleichung (30) auf Grund des Ausdruckes (14).

Mit Rücksicht auf die Tatsache, daß bei Brücken-Trägerrosten die Konstruktion der Einflußflächen Gegenstand besonderen Interesses ist, werden dieser Frage im folgenden noch einige Worte gewidmet.

#### 4.3 Ermittlung der Einflußflächen

Es ist bekannt, daß die Ordinaten einer Biegemomenten- oder Querkraft-Einflußfläche eines Trägerquerschnittes in einem Trägerrost am einfachsten gewonnen werden, indem in der fraglichen Schnittfläche als Belastung eine relative Einheitsverdrehung oder Einheitsverschiebung aufgebracht wird und die dadurch entstehende Transversal-Verschiebung bestimmt wird. Die auf diese Weise gewonnenen Verschiebungen bilden die Ordinaten der zu konstruierenden Einflußflächen. Wenn die Belastung ausschließlich aus relativen Einzelbewegungen besteht, werden in unseren Gleichungen offensichtlich  $P_X = P_Y = 0$  und nur  $W_X$  oder  $W_Y$  werden von Null verschiedene Werte sein. Daraus folgt, daß es für die Konstruktion der Einflußflächen vorteilhaft ist, die Gleichungen (26) bis (30) den einfacheren Ansprüchen entsprechend ein wenig zu ändern. Man verwende deshalb folgende Bezeichnungen:

$$N_X = \frac{a}{6EJ_X} W_X \text{ und } N_Y = \frac{b}{6EJ_Y} W_Y.$$

Die Matrix  $Z$ , die die Knotenpunkt-Ordinaten der Einflußflächen liefert, wird mit Hilfe einer Parameter-Matrix  $S$  dargestellt

$$Z = S \cdot K_Y^{-1} \cdot G_Y^* - a C_X^{-1} \cdot N_X, \dots \dots \dots (31)$$

und die Matrix  $S$  kann mit Hilfe der Formel (14) aus der linearen Matrizen-Gleichung

$$\zeta A \cdot S + S \cdot B = -b N_Y + a C_X^{-1} \cdot N_X \cdot G_Y = D \dots \dots (32)$$

errechnet werden.

Die Kenntnis der Matrizen  $A, A^{-1}, C_X^{-1}, G_Y, (K_Y^{-1} \cdot G_Y^*)$ , ferner der kanonischen Form der Matrizen  $A$  und  $B$ , bei verschiedenen Werten von  $m$  und  $n$ , erleichtert sehr die Anwendung der beschriebenen Methode. Da ein verdrehungsfreier Anschluß der Träger vorausgesetzt worden war, somit  $n$  nur in  $n \geq 3$ -Fällen interessant ist, werden im folgenden die notwendigen Hilfswerte für die Fälle  $n = 3$  bis 7 und  $m = 1$  bis 9 angegeben.

#### 4.4 Berechnung der Hilfswerte

Die von  $m$  abhängigen Hilfswerte sind:

$$m=1$$

$$A^{-1} = \frac{1}{2} [2]; \quad C_X^{-1} = \frac{1}{2} [1]; \quad U_A = V_A^* = [1]; \quad \lambda_{A1} = 1;$$

$$m=2$$

$$A^{-1} = \frac{1}{3} \begin{bmatrix} 8 & 7 \\ 7 & 8 \end{bmatrix}; \quad C_X^{-1} = \frac{1}{3} \begin{bmatrix} 2 & 1 \\ 1 & 2 \end{bmatrix}; \quad U_A = V_A^* = \begin{bmatrix} 0,707 & 107 & 0,707 & 107 \\ 0,707 & 107 & -0,707 & 107 \end{bmatrix};$$

$$\lambda_{A1} = 0,2; \quad \lambda_{A2} = 3;$$

$$m=3$$

$$A^{-1} = \frac{1}{4} \begin{bmatrix} 18 & 22 & 14 \\ 22 & 32 & 22 \\ 14 & 22 & 18 \end{bmatrix}; \quad C_X^{-1} = \frac{1}{4} \begin{bmatrix} 3 & 2 & 1 \\ 2 & 4 & 2 \\ 1 & 2 & 3 \end{bmatrix};$$

$$U_A = V_A^* = \begin{bmatrix} 0,5 & 0,707 & 107 & 0,5 \\ 0,707 & 107 & 0 & -0,707 & 107 \\ 0,5 & -0,707 & 107 & 0,5 \end{bmatrix}; \quad \lambda_{A1} = 0,063 \, 379;$$

$$\lambda_{A2} = 1 \quad \lambda_{A3} = 4,508 \, 050$$

$$m=4$$

$$A^{-1} = \frac{1}{5} \begin{bmatrix} 32 & 45 & 40 & 23 \\ 45 & 72 & 68 & 40 \\ 40 & 68 & 72 & 45 \\ 23 & 40 & 45 & 32 \end{bmatrix}; \quad C_X^{-1} = \frac{1}{5} \begin{bmatrix} 4 & 3 & 2 & 1 \\ 3 & 6 & 4 & 2 \\ 2 & 4 & 6 & 3 \\ 1 & 2 & 3 & 4 \end{bmatrix};$$

$$U_A = V_A^* = \begin{bmatrix} 0,371 & 748 & 0,601 & 501 & 0,601 & 501 & 0,371 & 748 \\ 0,601 & 501 & 0,371 & 748 & -0,371 & 748 & -0,601 & 501 \\ 0,601 & 501 & -0,371 & 748 & -0,371 & 748 & 0,601 & 501 \\ 0,371 & 748 & -0,601 & 501 & 0,601 & 501 & -0,371 & 748 \end{bmatrix}; \quad \lambda_{A1} = 0,025 \, 970$$

$$\lambda_{A2} = 0,413 \, 559 \quad \lambda_{A3} = 2,026 \, 662$$

$$\lambda_{A4} = 5,495 \, 532$$

$$m=5$$

$$A^{-1} = \frac{1}{6} \begin{bmatrix} 50 & 76 & 78 & 62 & 34 \\ 76 & 128 & 138 & 112 & 62 \\ 78 & 138 & 162 & 138 & 78 \\ 62 & 112 & 138 & 128 & 76 \\ 34 & 62 & 78 & 76 & 50 \end{bmatrix}; \quad C_X^{-1} = \frac{1}{6} \begin{bmatrix} 5 & 4 & 3 & 2 & 1 \\ 4 & 8 & 6 & 4 & 2 \\ 3 & 6 & 9 & 6 & 3 \\ 2 & 4 & 6 & 8 & 4 \\ 1 & 2 & 3 & 4 & 5 \end{bmatrix};$$

$$U_A = V_A^* = \begin{bmatrix} 0,288 & 675 & 0,5 & 0,577 & 350 & 0,5 & 0,288 & 675 \\ -0,5 & 0,5 & 0 & -0,5 & -0,5 & 0 & 0,577 & 350 \\ 0,577 & 350 & 0 & -0,577 & 350 & 0 & 0,577 & 350 \\ 0,5 & -0,5 & 0 & 0,5 & -0,5 & 0 & 0,577 & 350 \\ 0,288 & 675 & -0,5 & 0,577 & 350 & -0,5 & 0,288 & 675 \end{bmatrix}; \quad \lambda_{A1} = 0,012 \, 526;$$

$$\lambda_{A2} = 0,2 \quad \lambda_{A3} = 1$$

$$\lambda_{A4} = 3 \quad \lambda_{A5} = 6,141 \, 321$$



$$m=6 \quad A^{-1} = \frac{1}{7} \begin{bmatrix} 72 & 115 & 128 & 117 & 88 & 47 \\ 115 & 200 & 232 & 216 & 164 & 88 \\ 128 & 232 & 288 & 279 & 216 & 117 \\ 117 & 216 & 279 & 288 & 232 & 128 \\ 88 & 164 & 216 & 232 & 200 & 115 \\ 47 & 88 & 117 & 128 & 115 & 72 \end{bmatrix}; \quad C_X^{-1} = \frac{1}{7} \begin{bmatrix} 6 & 5 & 4 & 3 & 2 & 1 \\ 5 & 10 & 8 & 6 & 4 & 2 \\ 4 & 8 & 12 & 9 & 6 & 3 \\ 3 & 6 & 9 & 12 & 8 & 4 \\ 2 & 4 & 6 & 8 & 10 & 5 \\ 1 & 2 & 3 & 4 & 5 & 6 \end{bmatrix}; \quad U_A = V_A^* = \begin{bmatrix} 0,231\,921 & 0,417\,906 & 0,521\,121 & 0,521\,121 & 0,417\,906 & 0,231\,921 \\ 0,417\,906 & 0,521\,121 & 0,231\,921 & -0,231\,921 & -0,417\,906 & 0,231\,921 \\ 0,521\,121 & 0,231\,921 & -0,417\,906 & -0,417\,906 & 0,231\,921 & 0,521\,121 \\ 0,521\,121 & -0,231\,921 & -0,417\,906 & 0,417\,906 & 0,231\,921 & -0,521\,121 \\ 0,417\,906 & -0,521\,121 & 0,231\,921 & 0,231\,921 & -0,521\,121 & 0,417\,906 \\ 0,231\,921 & -0,417\,906 & 0,521\,121 & -0,521\,121 & 0,417\,906 & -0,231\,921 \end{bmatrix};$$

$$\lambda_{A1} = 0,006\,761\,30 \quad \lambda_{A2} = 0,108\,070 \quad \lambda_{A3} = 0,543\,953 \quad \lambda_{A4} = 1,681\,660 \quad \lambda_{A5} = 3,829\,567 \quad \lambda_{A6} = 6,576\,125$$

$$m=7 \quad A^{-1} = \frac{1}{8} \begin{bmatrix} 98 & 162 & 190 & 188 & 162 & 118 & 62 \\ 162 & 288 & 350 & 352 & 306 & 224 & 118 \\ 190 & 350 & 450 & 468 & 414 & 306 & 162 \\ 188 & 352 & 468 & 512 & 468 & 352 & 188 \\ 162 & 306 & 414 & 468 & 450 & 350 & 190 \\ 118 & 224 & 306 & 352 & 350 & 288 & 162 \\ 62 & 118 & 162 & 188 & 190 & 162 & 98 \end{bmatrix}; \quad C_X^{-1} = \frac{1}{8} \begin{bmatrix} 7 & 6 & 5 & 4 & 3 & 2 & 1 \\ 6 & 12 & 10 & 8 & 6 & 4 & 2 \\ 5 & 10 & 15 & 12 & 9 & 6 & 3 \\ 4 & 8 & 12 & 16 & 12 & 8 & 4 \\ 3 & 6 & 9 & 12 & 15 & 10 & 5 \\ 2 & 4 & 6 & 8 & 10 & 12 & 6 \\ 1 & 2 & 3 & 4 & 5 & 6 & 7 \end{bmatrix}; \quad U_A = V_A^* = \begin{bmatrix} 0,191\,342 & 0,353\,553 & 0,461\,940 & 0,5 & 0,461\,940 & 0,353\,553 & 0,191\,342 \\ 0,353\,553 & 0,5 & 0,353\,553 & 0 & -0,353\,553 & -0,5 & -0,353\,553 \\ 0,461\,940 & 0,353\,553 & -0,191\,342 & -0,5 & -0,191\,342 & 0,353\,553 & 0,461\,940 \\ 0,5 & 0 & -0,5 & 0 & 0,5 & 0 & -0,5 \\ 0,461\,940 & -0,353\,553 & -0,191\,342 & 0,5 & -0,191\,342 & -0,353\,553 & 0,461\,940 \\ 0,353\,553 & -0,5 & 0,353\,553 & 0 & -0,353\,553 & 0,5 & -0,353\,553 \\ 0,191\,342 & -0,353\,553 & 0,461\,940 & -0,5 & 0,461\,940 & -0,353\,553 & 0,191\,342 \end{bmatrix};$$

$$\lambda_{A1} = 0,003\,963\,45 \quad \lambda_{A2} = 0,063\,378\,6 \quad \lambda_{A3} = 0,319\,874 \quad \lambda_{A4} = 1 \quad \lambda_{A5} = 2,364\,180 \quad \lambda_{A6} = 4,508\,052 \quad \lambda_{A7} = 6,878\,992;$$

$$m=8 \quad A^{-1} = \frac{1}{9} \begin{bmatrix} 128 & 217 & 264 & 275 & 256 & 213 & 152 & 79 \\ 217 & 392 & 492 & 520 & 488 & 408 & 292 & 152 \\ 264 & 492 & 648 & 705 & 672 & 567 & 408 & 213 \\ 275 & 520 & 705 & 800 & 784 & 672 & 488 & 256 \\ 256 & 488 & 672 & 784 & 800 & 705 & 520 & 275 \\ 213 & 408 & 567 & 672 & 705 & 648 & 492 & 264 \\ 152 & 292 & 408 & 488 & 520 & 492 & 392 & 217 \\ 79 & 152 & 213 & 256 & 275 & 264 & 217 & 128 \end{bmatrix}; \quad C_X^{-1} = \frac{1}{9} \begin{bmatrix} 8 & 7 & 6 & 5 & 4 & 3 & 2 & 1 \\ 7 & 14 & 12 & 10 & 8 & 6 & 4 & 2 \\ 6 & 12 & 18 & 15 & 12 & 9 & 6 & 3 \\ 5 & 10 & 15 & 20 & 16 & 12 & 8 & 4 \\ 4 & 8 & 12 & 16 & 20 & 15 & 10 & 5 \\ 3 & 6 & 9 & 12 & 15 & 18 & 12 & 6 \\ 2 & 4 & 6 & 8 & 10 & 12 & 14 & 7 \\ 1 & 2 & 3 & 4 & 5 & 6 & 7 & 8 \end{bmatrix}; \quad U_A = V_A^* = \begin{bmatrix} 0,161\,230 & 0,303\,013 & 0,408\,248 & 0,464\,243 & 0,464\,243 & 0,408\,248 & 0,303\,013 & 0,161\,230 \\ 0,303\,013 & 0,464\,243 & 0,408\,248 & 0,161\,230 & -0,161\,230 & -0,408\,248 & -0,464\,243 & -0,303\,013 \\ 0,408\,248 & 0,408\,248 & 0 & -0,408\,248 & -0,408\,248 & 0 & 0,408\,248 & 0,408\,248 \\ 0,464\,243 & 0,161\,230 & -0,408\,248 & -0,303\,013 & 0,303\,013 & 0,408\,248 & -0,161\,230 & -0,464\,243 \\ 0,464\,243 & -0,161\,230 & -0,408\,248 & 0,303\,013 & 0,303\,013 & -0,408\,248 & -0,161\,230 & 0,464\,243 \\ 0,408\,248 & -0,408\,248 & 0 & 0,408\,248 & -0,408\,248 & 0 & 0,408\,248 & -0,408\,248 \\ 0,303\,013 & -0,464\,243 & 0,408\,248 & -0,161\,230 & -0,161\,230 & 0,408\,248 & -0,464\,243 & 0,303\,013 \\ 0,161\,230 & -0,303\,013 & 0,408\,248 & -0,464\,243 & 0,464\,243 & -0,408\,248 & 0,303\,013 & -0,161\,230 \end{bmatrix};$$

$$\lambda_{A1} = 0,002\,474\,40; \quad \lambda_{A2} = 0,039\,576\,5; \quad \lambda_{A3} = 0,2; \quad \lambda_{A4} = 0,628\,305; \quad \lambda_{A5} = 1,508\,417; \quad \lambda_{A6} = 3; \quad \lambda_{A7} = 5,055\,146; \quad \lambda_{A8} = 7,096\,824$$

$$m=9 \quad A^{-1} = \frac{1}{10} \begin{bmatrix} 162 & 280 & 350 & 378 & 370 & 332 & 270 & 190 & 98 \\ 280 & 512 & 658 & 720 & 710 & 640 & 522 & 368 & 190 \\ 350 & 658 & 882 & 990 & 990 & 900 & 738 & 522 & 270 \\ 378 & 720 & 990 & 1152 & 1180 & 1088 & 900 & 640 & 332 \\ 370 & 710 & 990 & 1180 & 1250 & 1180 & 990 & 710 & 370 \\ 332 & 640 & 900 & 1088 & 1180 & 1152 & 990 & 720 & 378 \\ 270 & 522 & 738 & 900 & 990 & 900 & 882 & 658 & 350 \\ 190 & 368 & 522 & 640 & 710 & 720 & 658 & 512 & 280 \\ 98 & 190 & 270 & 332 & 370 & 378 & 350 & 280 & 162 \end{bmatrix}; \quad C_X^{-1} = \frac{1}{10} \begin{bmatrix} 9 & 8 & 7 & 6 & 5 & 4 & 3 & 2 & 1 \\ 8 & 16 & 14 & 12 & 10 & 8 & 6 & 4 & 2 \\ 7 & 14 & 21 & 18 & 15 & 12 & 9 & 6 & 3 \\ 6 & 12 & 18 & 24 & 20 & 16 & 12 & 8 & 4 \\ 5 & 10 & 15 & 20 & 25 & 20 & 15 & 10 & 5 \\ 4 & 8 & 12 & 16 & 20 & 24 & 18 & 12 & 6 \\ 3 & 6 & 9 & 12 & 15 & 18 & 21 & 14 & 7 \\ 2 & 4 & 6 & 8 & 10 & 12 & 14 & 16 & 8 \\ 1 & 2 & 3 & 4 & 5 & 6 & 7 & 8 & 9 \end{bmatrix};$$

$$U_A = V_A^* = \begin{bmatrix} 0,138\,197 & 0,262\,866 & 0,361\,804 & 0,425\,326 & 0,447\,214 & 0,425\,326 & 0,361\,804 & 0,262\,866 & 0,138\,197 \\ 0,262\,866 & 0,425\,326 & 0,425\,326 & 0,262\,866 & 0 & -0,262\,866 & -0,425\,326 & -0,425\,326 & -0,262\,866 \\ 0,361\,804 & 0,425\,326 & 0,138\,197 & -0,262\,866 & -0,447\,214 & 0,262\,866 & 0,138\,197 & 0,425\,326 & 0,361\,804 \\ 0,425\,326 & 0,262\,866 & -0,262\,866 & -0,425\,326 & 0 & 0,425\,326 & 0,262\,866 & -0,262\,866 & -0,425\,326 \\ 0,447\,214 & 0 & -0,447\,214 & 0 & 0,447\,214 & 0 & -0,447\,214 & 0 & 0,447\,214 \\ 0,425\,326 & -0,262\,866 & -0,262\,866 & 0,425\,326 & 0 & -0,425\,326 & 0,262\,866 & 0,262\,866 & -0,425\,326 \\ 0,361\,804 & -0,425\,326 & 0,138\,197 & 0,262\,866 & -0,447\,214 & 0,262\,866 & 0,138\,197 & -0,425\,326 & 0,361\,804 \\ 0,262\,866 & -0,425\,326 & 0,425\,326 & -0,262\,866 & 0 & 0,262\,866 & -0,425\,326 & 0,425\,326 & -0,262\,866 \\ 0,138\,197 & -0,262\,866 & 0,361\,804 & -0,425\,326 & 0,447\,214 & -0,425\,326 & 0,361\,804 & -0,262\,866 & 0,138\,197 \end{bmatrix};$$

$$\lambda_{A1} = 0,001\,623\,46; \quad \lambda_{A2} = 0,025\,969\,6; \quad \lambda_{A3} = 0,131\,325; \quad \lambda_{A4} = 0,413\,559; \quad \lambda_{A5} = 1; \quad \lambda_{A6} = 2,026\,662; \quad \lambda_{A7} = 3,570\,367; \quad \lambda_{A8} = 5,495\,532; \quad \lambda_{A9} = 7,258\,010$$

Die von  $n$  abhängigen Hilswerte lauten:

$$n=3 \quad G_Y = \begin{bmatrix} -1 \\ 2 \\ -1 \end{bmatrix}; \quad K_Y^{-1} = \frac{1}{4} [1] = \frac{1}{4}; \quad K_Y^{-1} \cdot G_Y^* = \frac{1}{4} [-1 \ 2 \ -1];$$

$$U_B = V_B^* = [1] = 1; \quad \lambda_{B2} = 1,5;$$

$$n=4 \quad G_Y = \begin{bmatrix} -1 & 0 \\ 2 & -1 \\ -1 & 2 \\ 0 & -1 \end{bmatrix}; \quad K_Y^{-1} = \frac{1}{15} \begin{bmatrix} 4 & -1 \\ -1 & 4 \end{bmatrix}; \quad K_Y^{-1} \cdot G_Y^* = \frac{1}{15} \begin{bmatrix} -4 & 9 & -6 & 1 \\ 1 & -6 & 9 & -4 \end{bmatrix};$$

$$U_B = V_B^* = \begin{bmatrix} 0,707\,107 & 0,707\,107 \\ 0,707\,107 & -0,707\,107 \end{bmatrix}; \quad \lambda_{B2} = 0,4; \quad \lambda_{B3} = 3,333\,333;$$

$$n=5 \quad G_Y = \begin{bmatrix} -1 & 0 & 0 \\ 2 & -1 & 0 \\ -1 & 2 & -1 \\ 0 & -1 & 2 \\ 0 & 0 & -1 \end{bmatrix}; \quad K_Y^{-1} = \frac{1}{56} \begin{bmatrix} 15 & -4 & 1 \\ -4 & 16 & -4 \\ 1 & -4 & 15 \end{bmatrix}; \quad K_Y^{-1} \cdot G_Y^* = \frac{1}{56} \begin{bmatrix} -15 & 34 & -24 & 6 & -1 \\ 4 & -24 & 40 & -24 & 4 \\ -1 & 6 & -24 & 34 & -15 \end{bmatrix};$$

$$U_B = \begin{bmatrix} 0,234\,313 & 0,5 & 0,265\,687 \\ 0,360\,785 & 0 & -0,360\,785 \\ 0,234\,313 & -0,5 & 0,265\,687 \end{bmatrix}; \quad V_B^* = \begin{bmatrix} 1 & 1,472\,815 & 1 \\ 1 & 0 & -1 \\ 1 & -1,298\,893 & 1 \end{bmatrix};$$

$$\lambda_{B2} = 0,151\,803 \quad \lambda_{B3} = 1,25 \quad \lambda_{B4} = 4,705\,462;$$

$$n=6 \quad G_Y = \begin{bmatrix} -1 & 0 & 0 & 0 \\ 2 & -1 & 0 & 0 \\ -1 & 2 & -1 & 0 \\ 0 & -1 & 2 & -1 \\ 0 & 0 & -1 & 2 \\ 0 & 0 & 0 & -1 \end{bmatrix}; \quad U_B = \begin{bmatrix} 0,116\,916 & 0,349\,039 & 0,383\,082 & 0,150\,961 \\ 0,217\,768 & 0,234\,092 & -0,217\,768 & -0,234\,092 \\ 0,217\,768 & -0,234\,092 & -0,217\,768 & 0,234\,092 \\ 0,116\,916 & -0,349\,039 & 0,383\,082 & -0,150\,961 \end{bmatrix};$$

$$K_Y^{-1} = \frac{1}{209} \begin{bmatrix} 56 & -15 & 4 & -1 \\ -15 & 60 & -16 & 4 \\ 4 & -16 & 60 & -15 \\ -1 & 4 & -15 & 56 \end{bmatrix}; \quad V_B^* = \begin{bmatrix} 1 & 1,759\,147 & 1,759\,147 & 1 \\ 1 & 0,644\,879 & -0,644\,879 & -1 \\ 1 & -0,536\,890 & -0,536\,890 & 1 \\ 1 & -1,491\,034 & 1,491\,034 & -1 \end{bmatrix};$$

$$\lambda_{B2} = 0,070\,308; \quad K_Y^{-1} \cdot G_Y^* = \frac{1}{209} \begin{bmatrix} -56 & 127 & -90 & 24 & -6 & 1 \\ 15 & -90 & 151 & -96 & 24 & -4 \\ -4 & 24 & -96 & 151 & -90 & 15 \\ 1 & -6 & 24 & -90 & 127 & -56 \end{bmatrix};$$

$$\lambda_{B3} = 0,566\,643; \quad \lambda_{B4} = 2,245\,474; \quad \lambda_{B5} = 5,615\,172$$

$$n=7 \quad G_Y = \begin{bmatrix} -1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 2 & -1 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 2 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 2 & -1 & 0 \\ 0 & 0 & -1 & 2 & -1 \\ 0 & 0 & 0 & -1 & 2 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -1 \end{bmatrix}; \quad K_Y^{-1} = \frac{1}{780} \begin{bmatrix} 209 & -56 & 15 & -4 & 1 \\ -56 & 224 & -60 & 16 & -4 \\ 15 & -60 & 225 & -60 & 15 \\ -4 & 16 & -60 & 224 & -56 \\ 1 & -4 & 15 & -56 & 209 \end{bmatrix};$$

$$K_Y^{-1} \cdot G_Y^* = \frac{1}{780} \begin{bmatrix} -209 & 474 & -336 & 90 & -24 & 6 & -1 \\ 56 & -336 & 564 & -360 & 96 & -24 & 4 \\ -15 & 90 & -360 & 570 & -360 & 90 & -15 \\ 4 & -24 & 96 & -360 & 564 & -336 & 56 \\ -1 & 6 & -24 & 90 & -336 & 474 & -209 \end{bmatrix};$$

$$U_B = \begin{bmatrix} 0,062\,632 & 0,226\,838 & 0,344\,795 & 0,273\,162 & 0,092\,573 \\ 0,129\,870 & 0,254\,783 & 0,023\,848 & -0,254\,783 & -0,153\,717 \\ 0,157\,785 & 0 & -0,334\,061 & 0 & 0,176\,276 \\ 0,129\,870 & -0,254\,783 & 0,023\,848 & 0,254\,783 & -0,153\,717 \\ 0,062\,632 & -0,226\,838 & 0,344\,795 & -0,273\,162 & 0,092\,573 \end{bmatrix}; \quad V_B^* = \begin{bmatrix} 1 & 1,945\,060 & 2,341\,971 & 1,945\,060 & 1 \\ 1 & 1,072\,138 & 0 & -1,072\,138 & -1 \\ 1 & 0,075\,639 & -0,918\,406 & 0,075\,639 & -1 \\ 1 & -0,890\,321 & 0 & 0,890\,321 & -1 \\ 1 & -1,597\,683 & 1,836\,154 & -1,597\,683 & 1 \end{bmatrix};$$

$$\lambda_{B2} = 0,037\,059\,9; \quad \lambda_{B3} = 0,294\,198; \quad \lambda_{B4} = 1,168\,414; \quad \lambda_{B5} = 3,172\,468; \quad \lambda_{B6} = 6,217\,602$$



Die praktische Anwendung dieser Methode zeigt das folgende Zahlenbeispiel. Es muß betont werden, daß — auf Grund praktischer Erfahrungen — der Rechenvorgang auch für automatische Rechenmaschinen gut programmierbar ist. Diese Feststellung stimmt überein mit der Bemerkung J. H. Argyris' [10]: „Die Matrizenformulierung erlaubt es nicht nur, die Rechnungen viel übersichtlicher zu gestalten, sondern ist auch die ideale Schreibweise für den Digitalautomaten.“

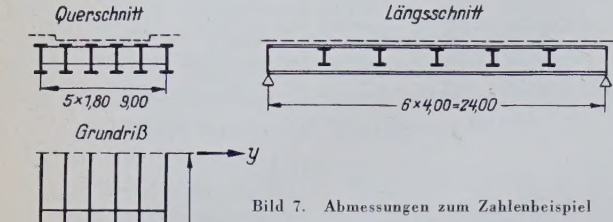


Bild 7. Abmessungen zum Zahlenbeispiel

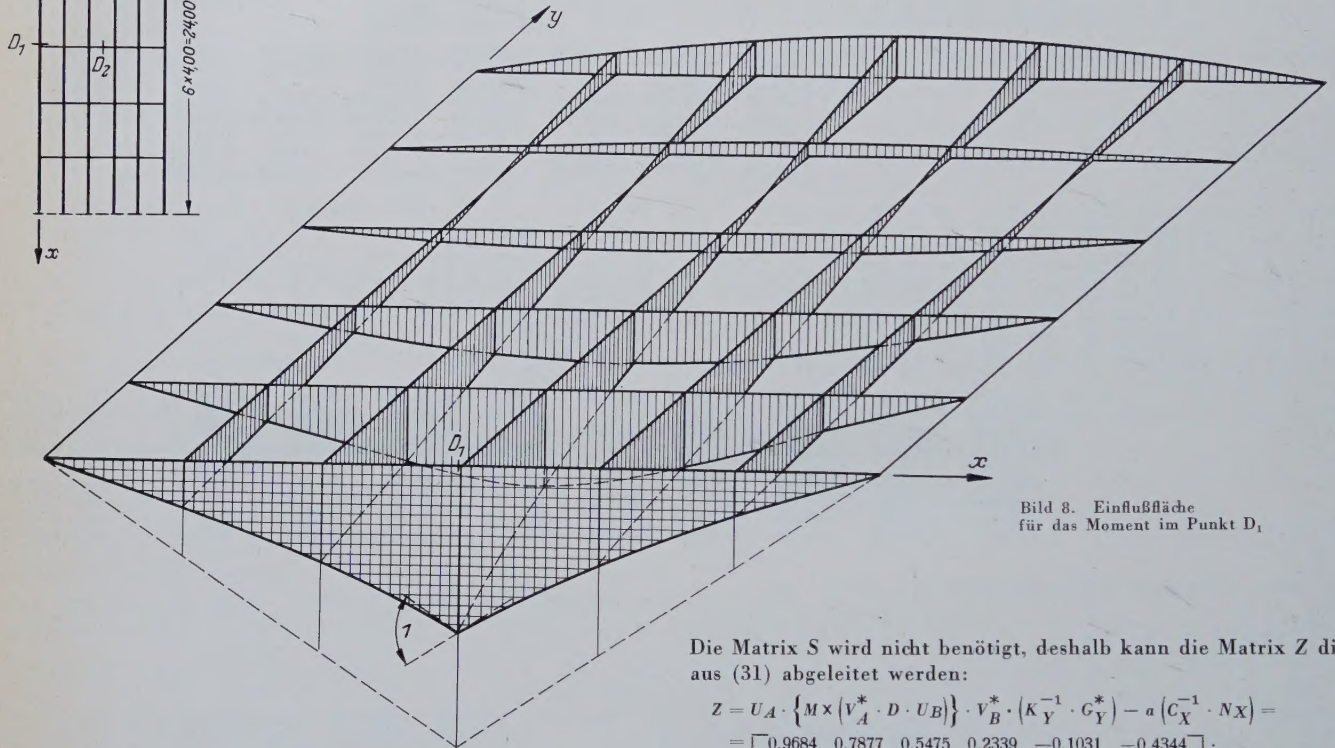


Bild 8. Einflußfläche für das Moment im Punkt  $D_1$

### 5. Zahlenbeispiel:

Es sind die Einflußflächen der in Bild 7 gezeigten Trägerrostbrücke auf zwei Stützen zu bestimmen. Die Brücke besteht aus 6 Hauptträgern und 5 Querträgern.

Abmessungen:

$m = 5$ ,  $J_X = 0,0008 \text{ m}^4$ ,  $a = 4,00 \text{ m}$ ,  $E = 21\,500\,000 \text{ t/m}^2$ ;  
 $n = 6$ ,  $J_Y = 0,0002 \text{ m}^4$ ,  $b = 1,80 \text{ m}$ ,  $\zeta = 0,365$ .

Mit Hilfe der Formel (13) werden die Elemente der Matrix  $M$  (Invariant des Trägerrosts) ermittelt ( $i = 1, 2, 3, 4, 5$ ;  $j = 2, 3, 4, 5$ ):

$$M = \begin{bmatrix} 13,354700 & 1,750654 & 0,444435 & 0,177944 \\ 6,977978 & 1,563372 & 0,431318 & 0,175803 \\ 2,297224 & 1,073372 & 0,383072 & 0,167219 \\ 0,858142 & 0,601814 & 0,299358 & 0,149027 \\ 0,432546 & 0,336097 & 0,222863 & 0,127279 \end{bmatrix}.$$

#### 5.1 Bestimmung der Momenten-Einflußfläche des Querschnittes $D_1$

Die Belastung ist in diesem Fall eine relative Querschnittsverdrehung von der Größe  $k = 1$  im Querschnitt  $D_1$ . Infolgedessen ist gemäß Bild 3 und der Formel (19)

$$N_{X31} = -\frac{a}{6 E J_X} W_{X31} = -1,$$

und daher

$$N_X = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}.$$

Zunächst werden die Matrizen  $-a(C_X^{-1} \cdot N_X)$  und  $a(C_X^{-1} \cdot N_X) \cdot G_Y$  unter Verwendung der erwähnten Hilfswerte errechnet. Da im vorliegenden Fall  $N_Y = 0$  ist, ist die letztgenannte Matrix gleichzeitig gleich der rechten Seite  $D$  in Gleichung (32).

$$-a(C_X^{-1} \cdot N_X) = \begin{bmatrix} 2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 4 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 6 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 4 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}; \quad a(C_X^{-1} \cdot N_X) \cdot G_Y = \begin{bmatrix} 2 & 0 & 0 & 0 \\ 4 & 0 & 0 & 0 \\ 6 & 0 & 0 & 0 \\ 4 & 0 & 0 & 0 \\ 2 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} = D$$

Nun wird die Multiplikation  $V_A^* \cdot D \cdot U_B$  und die Transformation

$M \times (V_A^* \cdot D \cdot U_B)$  vollzogen:

$$V_A^* \cdot D \cdot U_B = \begin{bmatrix} 1,007676 & 3,008297 & 3,301707 & 1,301103 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ -0,135003 & -0,403035 & -0,442345 & -0,174315 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0,072348 & 0,215985 & 0,237051 & 0,093415 \end{bmatrix},$$

$$M \times (V_A^* \cdot D \cdot U_B) = \begin{bmatrix} 13,457211 & 5,266487 & 1,467394 & 0,231523 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ -0,310132 & -0,432606 & -0,169450 & -0,029149 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0,031294 & 0,076912 & 0,052830 & 0,011890 \end{bmatrix}.$$

Die Matrix  $S$  wird nicht benötigt, deshalb kann die Matrix  $Z$  direkt aus (31) abgeleitet werden:

$$Z = U_A \cdot \{ M \times (V_A^* \cdot D \cdot U_B) \} \cdot V_B^* \cdot (K_Y^{-1} \cdot G_Y^*) - a(C_X^{-1} \cdot N_X) =$$

$$= \begin{bmatrix} 0,9684 & 0,7877 & 0,5475 & 0,2339 & -0,1031 & -0,4344 \\ 2,0485 & 1,5844 & 0,9733 & 0,3557 & -0,2110 & -0,7508 \\ 3,5786 & 2,0940 & 1,0858 & 0,3669 & -0,2604 & -0,8649 \\ 2,0485 & 1,5844 & 0,9733 & 0,3557 & -0,2110 & -0,7508 \\ 0,9684 & 0,7877 & 0,5475 & 0,2339 & -0,1031 & -0,4344 \end{bmatrix}.$$

Die Elemente der Matrix  $Z$  ergeben die Knotenpunkt-Ordinaten der gesuchten Einflußfläche. Bild 8 zeigt die Einflußfläche.

#### 5.2 Bestimmung der Querkraft-Einflußfläche des Querschnittes $D_2$

Die Belastung ist in diesem Fall eine relative Schnittpunktverschiebung von der Größe  $s = 1$  im Punkt  $D_2$ . Gemäß Formel (20) und Bild 4 ist also

$$N_{Y33} = \frac{1}{b} \quad \text{und} \quad N_{Y34} = -\frac{1}{b},$$

und da hier  $N_X = 0$  ist, ergibt sich

$$D = -b N_Y = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}.$$

Nun folgt die Multiplikation  $V_A^* \cdot D \cdot U_B$  und die Transformation  $M \cdot (V_A^* \cdot D \cdot U_B)$ :

$$V_A^* \cdot D \cdot U_B = \begin{bmatrix} 0 & -0,270306 & 0 & 0,270306 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0,270306 & 0 & -0,270306 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -0,270306 & 0 & 0,270306 \end{bmatrix}.$$



$$M \cdot (V_A^* \cdot D \cdot U_B) = \begin{bmatrix} 0 & -0,473212 & 0 & 0,048099 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0,290139 & 0 & -0,045200 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -0,096255 & 0 & 0,034404 \end{bmatrix}$$

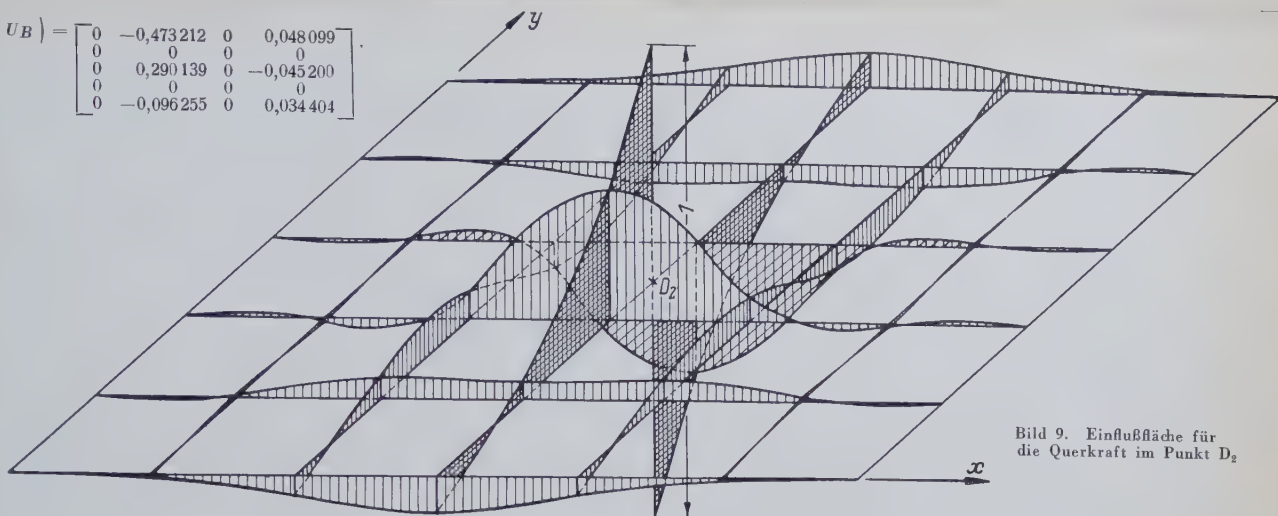


Bild 9. Einflußfläche für die Querkraft im Punkt  $D_2$

Endlich wird die Matrix  $Z$  nach Gleichung (31) bestimmt:

$$Z = U_A \cdot \{ M \cdot (V_A^* \cdot D \cdot U_B) \} \cdot V_B^* \cdot (K_Y^{-1} \cdot G_Y^*) =$$

$$= \begin{bmatrix} 0,0003 & -0,0024 & 0,0059 & -0,0059 & 0,0024 & -0,0003 \\ 0,0376 & -0,0437 & -0,0566 & 0,0566 & 0,0437 & -0,0376 \\ 0,0762 & -0,0344 & -0,2777 & 0,2777 & 0,0344 & -0,0762 \\ 0,0376 & -0,0437 & -0,0566 & 0,0566 & 0,0437 & -0,0376 \\ 0,0003 & -0,0024 & 0,0059 & -0,0059 & 0,0024 & -0,0003 \end{bmatrix}$$

Bild 9 zeigt die Einflußfläche, deren Ordinaten der Matrix  $Z$  zu entnehmen sind.

### 5.3 Abschließende Bemerkung und Kontrolle

Die Knotenpunkt-Ordinaten der Einflußflächen werden durch die Elemente der Matrix  $Z$  geliefert. Zur Berechnung der  $Z$  w i s c h e n-Ordinaten können die Hauptträger (oder Querträger) als durchlaufende Träger betrachtet werden und die Zwischen-Ordinaten aus verschiedenen Hilfstabellen, z. B. Anger, entnommen werden. Zu den aus Tabellen entnommenen Ordinaten der Einflußlinie des untersuchten Querschnittes werden die Produkte aus den Ordinaten  $Z_{ij}$  der Knotenpunkte und der aus Tabellen zu entnehmenden Ordinaten der Stützkräften-Einflußlinien hinzugefügt<sup>3)</sup>.

Nach Durchführung des Rechnungsganges steht ein einfaches Kontrollverfahren zur Verfügung. Greifen gleiche Kräfte in sämt-

<sup>3)</sup> Diese Bemerkung stammt von Herrn Dipl.-Ing. E. Eliás, der auf die Verwendung dieses Verfahrens bei der Berechnung von Zwischen-Ordinaten hinwies. Ihm möchte ich an dieser Stelle auch für die sorgfältige Durchsicht der Zahlenwerte meinen Dank aussprechen.

lichen Knotenpunkten eines Trägerrostes an, so entsteht keine Querlastverteilung und die Hauptträger werden so beansprucht, als ob keine Querträger vorhanden wären. Werden z. B. in unserem Zahlenbeispiel die mittleren Knotenpunkte mit  $P = 1$  t belastet, entsteht im mittleren Querschnitt des Hauptträgers ein Moment

$$M_{\max} = Pl/4 = \frac{1 \cdot 24}{4} = 6 \text{ tm.}$$

Offensichtlich sind die Ordinaten der Momenten-Einflußfläche richtig, denn es ist:  $3,5786 + 2,0940 + 1,0858 + 0,3669 - 0,2604 - 0,8649 = 6,0000$ .

#### Schrifttum

- [1] Leonhardt, F.: Anleitung für die vereinfachte Trägerrostberechnung. Verlag W. Ernst und Sohn, Berlin 1940.
- [2] Guyon, M. Y.: Calcul des ponts larges à poutres multiples solidarisées par des entretoises. Annales des Ponts et Chaussées, 1946, S. 553/612.
- [3] Massonnet, Ch.: Contribution au calcul des ponts à poutres multiples. Annales des Travaux Publics de Belgique, 1950, S. 378/422, 749/96, 927/64.
- [4] Szabó, J.: Über die explizite Auflösung der Poissonschen, biharmonischen und anderer ähnlich gebauter Differenzengleichungen mit Hilfe der Matrizenrechnung (Vortragsauszug). Nachrichten der Österreichischen Mathematischen Gesellschaft Nr. 47/48, Wien, April 1957, S. 85.
- [5] Szabó, J.: Stahlbeton-Trägerrostdecken. Die Bautechnik 34 (1957) H. 6, S. 220/22.
- [6] Zurmühl, R.: Matrizen. Verlag J. Springer, Berlin 1950.
- [7] Egerváry, E.: On a property of the projector matrices and its application to the canonical representation of matrix functions. Acta Scientiarum Mathematicarum, Tomus XV., fasc. I., Szeged, 1953.
- [8] Szabó, J.: Application of the Matrix Theory to the Calculation of Continuous Beams. Acta Technica Scientiarum Hungaricae, Tomus XVI., fasc. 1-2., Budapest 1957, S. 175/93.
- [9] Girkmann, K.: Flächentragwerke. Springer-Verlag, Wien 1946.
- [10] Argyris, J. H.: Die Matrizenmethode der Statik. Ingenieur-Archiv, XXV. Band, Heft 3, Springer-Verlag, Berlin-Göttingen-Heidelberg 1957, S. 174/92.

## Nordbrücke Düsseldorf

### III. Teil: Statik und Konstruktion der Strombrücke

Von Dipl.-Ing. Louis Wintergerst, VBI, Eßlingen/N.

DK 624.27.014.2 Balkenbrücken aus Stahl

#### 1. Allgemeines

Die dem Ingenieur beim Entwurf der Strombrücke gestellte Aufgabe war durch die Ausschreibung der Stadtverwaltung Düsseldorf klar umrissen. Der Ausschreibungsentwurf zeigte eine Schrägseilbrücke mit den Spannweiten 108 — 260 — 108 m. Die erforderliche Verkehrsbreite setzt sich zusammen aus der Fahrbahn mit 15 m Breite, zwei Radwegen von je 1,8 m und zwei Fußgängerwegen von je 2,25 m Breite. Zusammen mit zwei je 1,75 m breiten Sicherheitsstreifen zwischen Fahrbahn und Radweg ergibt sich eine Gesamtbreite von 26,60 m zwischen den Geländern (siehe Bild 1, oder Bild 3 b in [1]). Über die Entwurfsbearbeitung und das Ergebnis der Ausschreibung wurde in dieser Zeitschrift schon berichtet [2].

Wie sich zeigte, war das System der Schrägseilbrücke bei den gegebenen Spannweiten und sonstigen Voraussetzungen sehr wirtschaftlich, und nach reiflichem Abwägen der Vor- und Nachteile der verschiedenen angebotenen Varianten wurde das System nach Bild 1 zur Ausführung bestimmt. Entscheidend waren dabei besonders die mit der Kabellagerung zusammenhängenden Fragen und auch ästhetische Überlegungen.

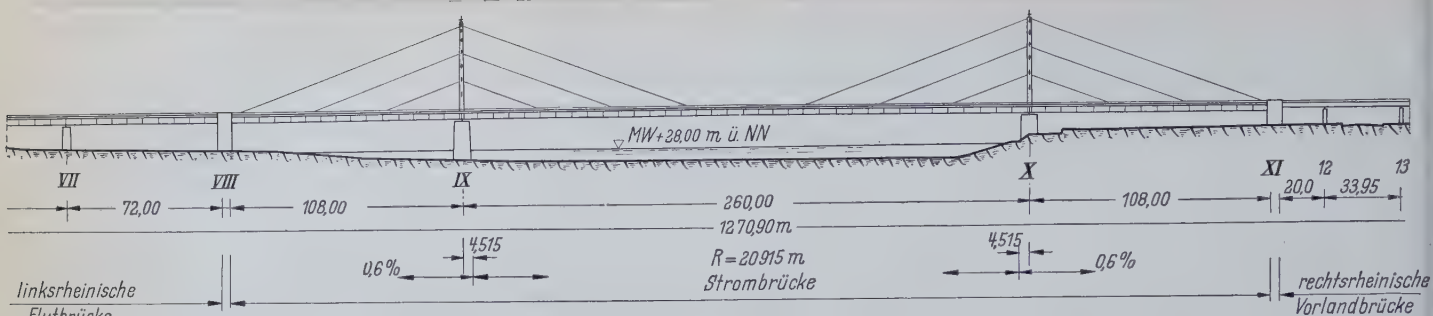
Werden alle Kabel am Kopf der Pylonen zusammengefaßt, z. B. entsprechend Bild 2, so ergeben sich gegenüber dem gewählten

System etwas geringere Kabelkräfte, da die kürzeren Kabel steiler verlaufen. Dafür sind die Normalkräfte im oberen Pylonenteil größer. Die Konzentration der Kabelkräfte am Pylonenkopf beim System nach Bild 2 bereitet jedoch konstruktive Schwierigkeiten. Außerdem ergeben sich bei der Schrägansicht unschöne Überschneidungen der Kabel, die den mitplanenden Architekten, Professor F. T a m m s, schon bei der Projektbearbeitung dazu führten, die parallelen Kabel des sogenannten Harfensystems vorzuschlagen.

Eingehende Überlegungen wurden noch angestellt, um für die Pylonen die Lösung zu finden, die den Ingenieuren und auch den Architekten befriedigt. Der Fußgänger- und Radweg sollte auf die ganze Brückenlänge ohne kanzelartige Verbreiterung an den Pylonen gerade durchgeführt werden. Der Pylon mußte deshalb möglichst schmal sein, damit der dem Verkehr zur Verfügung stehende Querschnitt dort nicht zu stark eingeengt wird.

Zunächst war vorgesehen, die beiden Pylonenstiele am Kopf und eventuell auch am mittleren Kabelsattellager durch leichte Riegel miteinander zu verbinden. Auf Anraten des Architekten wurden jedoch Einzelpylone ohne Querverbindung für die Ausführung gewählt. Unter der Fahrbahn sind die beiden Stiele rahmenartig miteinander verbunden.





Für die Wahl des Systemes war auch die Bedingung der Ausschreibung wichtig, daß die Mittelöffnung im Freivorbau ohne Gerüste im Rhein montiert werden sollte. Für diesen Freivorbau konnten die endgültigen Kabel, besonders beim Harfensystem, in einfacher Weise benutzt werden. Allerdings werden dabei

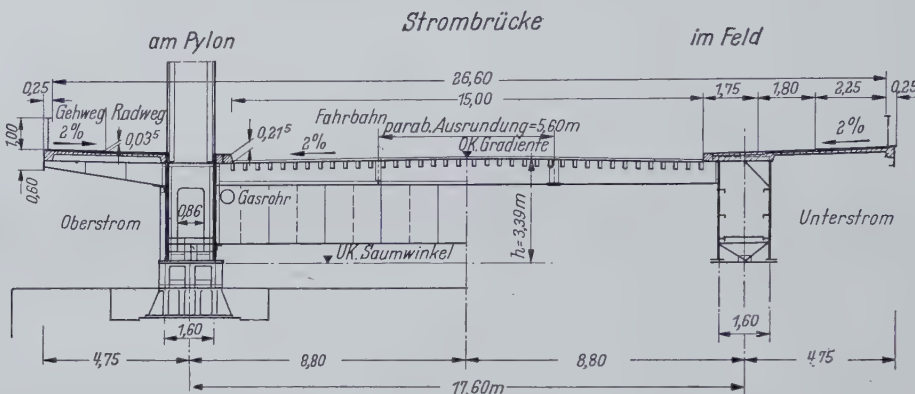


Bild 1. Harfensystem mit Brückenquerschnitt

Hohlkästen erreicht. Durch eine Änderung des spezifischen Gewichtes bei der Bauausführung läßt sich außerdem die Gradienten des Bauwerkes, falls erforderlich, noch geringfügig beeinflussen. Für die Hauptträgerberechnung wurde bei Ermittlung der Schwingzahl  $\varphi$  die Spannweite der Seitenöffnung zugrunde gelegt.

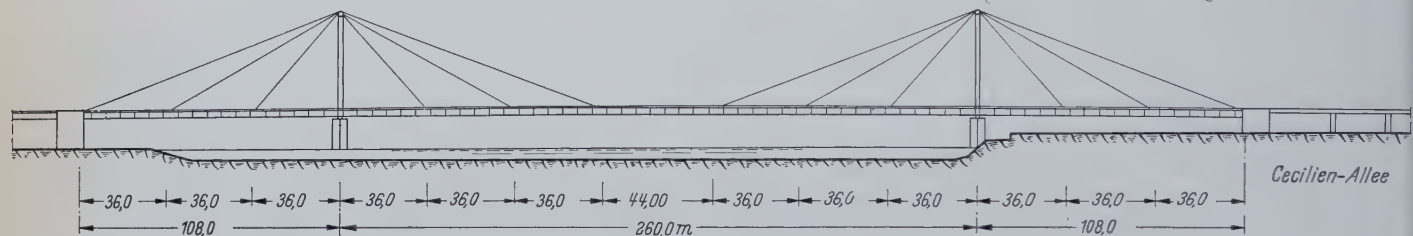


Bild 2. Entwurf Bündelsystem

durch die Kabel schon während der Montage beachtliche Kräfte in den Gesamtquerschnitt des Balkens einschließlich der mitwirkenden Fahrbahntafel eingeleitet. Wären die Hohlkästen zunächst frei vorgebaut und an die Kabel angehängt worden und die Fahrbahntafel erst später angebracht worden, so hätten die Hohlkästen einen Teil der Normalkraft aus den Kabeln allein aufnehmen müssen, und die Spannungsverteilung über den Gesamtquerschnitt wäre unübersichtlich geworden.

Da zur Montage schwere Schwimmkräne zur Verfügung standen, war es möglich, 36 m lange vormontierte Brückenteile, bestehend aus zwei Hohlkästen mit Fahrbahntafel, zusammen einzuschwimmen und an die Kabel anzuhängen. Durch diese Montage konnte die Forderung des Ingenieurs leicht erfüllt werden, daß sich die Kabelkräfte schon beim Anhängen der Brückenteile auf den gesamten Balkenquerschnitt verteilen.

## 2. Statische Berechnung

Nachdem die Grundzüge der Konstruktion und der Montage festlagen, wurde die Statik für das endgültige Tragwerk und die Bauzustände aufgestellt.

### 2.1 Belastungsannahmen

Die Verkehrslasten sind entsprechend DIN 1072 vom Juni 1952 für Brückenklasse 60 angenommen. Für eine Hauptträgerwand ergibt sich danach

die Gleichstreckenlast  $\varphi \cdot p = 4,718 \text{ t/m}$ ,  
die Einzellast  $\varphi \cdot P = 52,5 \text{ t}$ .

Als Eigengewicht entfällt auf eine Hauptträgerwand aus Stahleigengewicht 4,37 t/m,

aus Bestraßung einschließlich der Stahlbetonbauteile für die Rad- und Gehwegkonstruktion

in den überspannten Bereichen 3,81 bis 3,97 t/m,  
im nichtüberspannten Bereich der Mittelöffnung 3,73 t/m.

Der Unterschied in den beiden zuletzt genannten Anteilen wird durch das wechselnde spezifische Gewicht des Leichtbetons über den

### 2.2 Temperaturannahmen

Infolge gleichmäßiger Temperaturänderung des gesamten Tragwerkes treten keine Schnittkräfte auf. Für ungleiche Erwärmung werden folgende Annahmen getroffen:

1. Pylonen, Kabel und Fahrbahnplatte sind um  $15^\circ \text{C}$  wärmer als der Untergurt des Balkens.
2. Nach heißen Tagen wird die Brücke mit Ausnahme der durch den schwarzen Asphalt noch warmgehaltenen Fahrbahnplatte abgekühlt, die um  $15^\circ \text{C}$  wärmer sein soll als die übrigen Konstruktionsteile.

### 2.3 Hauptträgersystem

Das statische System eines Hauptträgers ist in Bild 3 dargestellt. Der Hauptträger setzt sich zusammen aus dem Balken, den Pylonen, die in ihm biegesteif eingespannt sind, und den Kabeln, die untereinander parallel angeordnet sind und zu den Pylonenstielen in der Mittel- und Seitenöffnung dieselbe Neigung haben.

In den Pylonenstielen sind die Kabel während der Montage vertikal verschiebbar gelagert. Diese Verschiebbarkeit erleichtert den Freivorbau und ermöglicht einen Momentenausgleich in der fertig montierten Brücke und eine Korrektur der Gradienten. Nach Beendigung der Montage bleibt das mittlere Kabel fest, die beiden übrigen drehbar gelagert.

Der Balken besteht aus zwei Hohlkästen, die durch die mitwirkende Fahrbahnplatte miteinander verbunden sind. Die Breite der Hohlkästen von 1,6 m ist auf die Pylonenbreite und die konstruktiven Erfordernisse der Kabelverankerung abgestimmt.

Symmetrisch zur Brückenmitte ist der Balken je dreifach überspannt. An den Kabelangriffspunkten sind die beiden Hohlkästen durch Querscheiben miteinander verbunden. Zusammen mit diesen zehn Querscheiben entsteht ein 46fach statisch unbestimmtes räumliches Tragwerk. Wird jedoch eine Tragwand ohne Querscheiben betrachtet, so ist diese achtfach innerlich und zweifach äußerlich statisch unbestimmt (Bild 3).



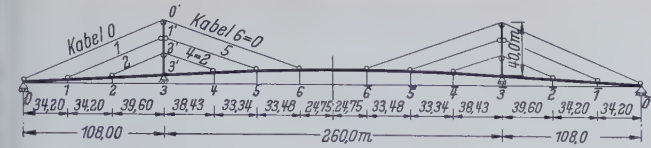


Bild 3. Statisches System des Hauptträgers

Die Berechnung des 46fach statisch unbestimmten Systemes wäre sehr aufwendig geworden, so daß man davon absehen mußte, alle Schnittkräfte für dieses System zu ermitteln. Es wurde nur dazu benutzt, um die Querscheiben und ihre Anschlüsse zu dimensionieren. Für die Berechnung der übrigen Schnittkräfte wurde das zehnfach statisch unbestimmte System einer Tragwand zugrunde gelegt. Die Verkehrslasten sind dabei in der Querrichtung nach dem Hebelgesetz verteilt, ohne daß die Torsionssteifigkeit des Balkens in Rechnung gestellt wird.

Zunächst ist die Tragwand nach der Theorie 1. Ordnung berechnet worden. Damit war der Fehler enthalten, daß die ermittelten Schnittkräfte nur im unverformten System im Gleichgewicht sind. Bei dem hier vorliegenden elastischen System mit nicht unerheblichen Normalkräften, die außerdem wieder an elastischen Hebelarmen angreifen, treten Zusatzkräfte auf, die nicht wie bei der Hängebrücke entlastend, sondern belastend wirken. Es war deshalb erforderlich, diesen Einfluß in einer zusätzlichen Berechnung nach der Theorie 2. Ordnung zu erfassen. Der Aufsteller der statischen Berechnung hat hierzu einen neuen Weg eingeschlagen, indem durch Iteration schrittweise diejenige Zusatzbelastung ermittelt wird, die in jedem Einzelfall zur Verkehrslast addiert werden muß, damit sich beim Auswerten der Einflußlinien für Verkehrslast und Zusatzlast die Schnittgrößen nach der Theorie 2. Ordnung ergeben. Einzelheiten dieser Methode werden von ihrem Verfasser an anderer Stelle veröffentlicht werden.

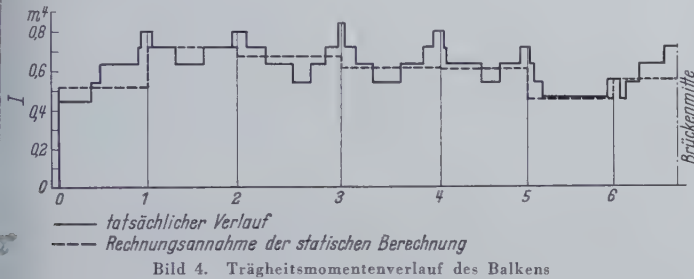


Bild 4. Trägheitsmomentenverlauf des Balkens

In der Berechnung wird angenommen, daß das System in der Schwerlinie des Balkens gelagert ist und die Kabel ebenfalls in dieser Schwerlinie angreifen. Die Schwerlinie ist zwischen zwei Schnitten parallel zur Gradienten angenommen und ändert dort ihre Höhe sprunghaft.

Der Angriffspunkt der Kabelkraft ist im Schnittpunkt der Kabelachse mit der Schwerlinie des Balkens angenommen. Da die Neigung bei allen Kabeln gleich ist, während die Schwerlinie der Gradienten folgt, deren Steigung sich ändert, ist der Abstand der Kabelangriffspunkte am Balken nicht konstant.

Die Trägheitsmomente einer Tragwand des Balkens wurden entsprechend Bild 4 vorausgesetzt. Dabei ist die Fahrbahn mit den Längsträgern als voll mitwirkend angenommen, während der Randträger an der Gehwegkonsole unberücksichtigt blieb. Für die Hauptträgerberechnung ist das Trägheitsmoment also auf rund 36 m bis 44 m konstant angenommen, während in der Montageberechnung eine engere Abstufung der Trägheitsmomente vorausgesetzt wurde, um die auftretenden großen Verformungen möglichst genau zu erfassen.

Für die Pylonen wurden folgende statische Werte angesetzt:

Am Fuß  $J_x = 0,1323 \text{ m}^4$ ,  $J_y = 0,1233 \text{ m}^4$ ,  $F = 0,2845 \text{ m}^2$ ;  
am Kopf  $J_x = 0,0329 \text{ m}^4$ ,  $J_y = 0,0493 \text{ m}^4$ ,  $F = 0,1246 \text{ m}^2$ .

Dabei verläuft die x-Achse parallel zur Brückenlängsrichtung.

Bei den Kabeln wurden folgende Querschnittsannahmen getroffen:

Oberes Kabel  $F_0 = 370 \text{ cm}^2$ , mittleres Kabel  $F_1 = 217 \text{ cm}^2$ ,  
unteres Kabel  $F_2 = 194 \text{ cm}^2$ .

Diese Querschnittswerte mußten verhältnismäßig genau ermittelt und in die statisch unbestimmte Rechnung eingesetzt werden, da

das Ergebnis auf kleine Änderungen der Kabelquerschnitte sehr empfindlich reagiert. Erschwert wurde die Ermittlung der erforderlichen Kabelquerschnitte durch die Bedingungen, die für die Seilbeanspruchung gestellt waren. Einmal war bei maximaler Seilbelastung eine 2,2fache Sicherheit gegen die garantierte Bruchlast eines Seiles gefordert, zum andern durfte der Unterschied zwischen der höchsten und geringsten Seilbeanspruchung den Wert von

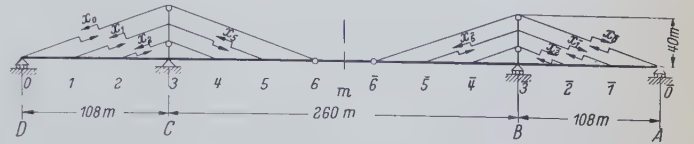


Bild 5. 8fach statisch unbestimmtes Grundsystem des Hauptträgers

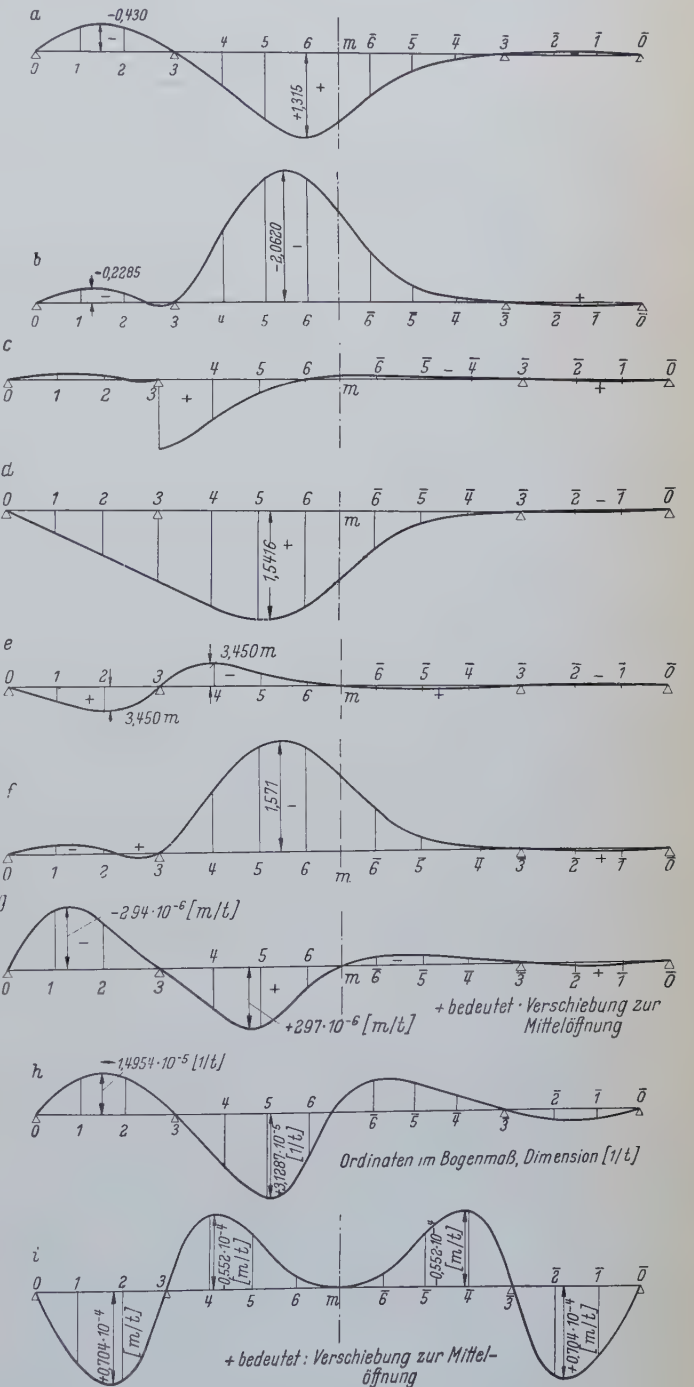


Bild 6. Einflußlinien;

a) Kabelkraft des oberen Kabels, b) Normalkraft des Balkens im Schnitt 3 rechts, c) Querkraft des Balkens im Schnitt 3 rechts, d) Auflagerkraft des Hauptträgers im Punkt 3, e) Moment im Pylonenfuß, f) Normalkraft im Pylonenfuß, g) Lager-verschiebung des oberen Kabelsattels, h) Winkeländerung zwischen Balken- und Kabelachse am Anschluß 6, i) Horizontale Lagerverschiebung in Höhe des Linienkipplagers am rechtsrheinischen Pylon



2,5 t/cm<sup>2</sup> nicht überschreiten. Diese letztere Bedingung mußte erfüllt sein, da Versuche gezeigt hatten, daß Seile gegen Schwellbeanspruchung, besonders wenn sie noch quergepreßt werden, im Dauerversuch sehr empfindlich sind [3] und [4].

Bei den beiden kurzen Kabeln war die erste Forderung für die Bemessung maßgebend, während das obere Kabel auf Schwellbeanspruchung bemessen werden mußte.

Für den Bereich der Verkehrslasten wurde der Elastizitätsmodul der Seile auf Grund umfangreicher Versuche mit  $E = 1600 \text{ t/cm}^2$  angesetzt. Für die Verlängerungen in den während der Montage auftretenden niederen Spannungsbereichen wurde auf Grund der Versuche ein wechselnder Elastizitätsmodul in die Rechnung eingeführt.

Mit diesen statischen Werten und Annahmen wurde das Hauptträgersystem berechnet. Als Grundsystem wurde zunächst das achtfach statisch unbestimmte System nach Bild 5 eingeführt — ein Gerberträger mit Gelenken in 6 und  $\bar{6}$  mit auskragenden Pylonen. Als statisch Unbestimmte des Grundsystems sind die Kabelkräfte eingeführt. Es lag zunächst nahe, auch hier die Momente des Balkens als Überzählige aufzufassen. Aus Gründen der Anschaulichkeit und wegen der felderweise veränderlichen Schwerlinie des Balkens wurde jedoch der beschriebene Weg gewählt.

Durch den Einhängeträger 6— $\bar{6}$  wird das Grundsystem in zwei je vierfach statisch unbestimmte Teilsysteme entkoppelt. Die Einflußlinien der vier überzähligen Kabelkräfte des Teilsystems sind gleichzeitig auch die Einflußlinien derselben Kabelkräfte im achtfach statisch unbestimmten System.

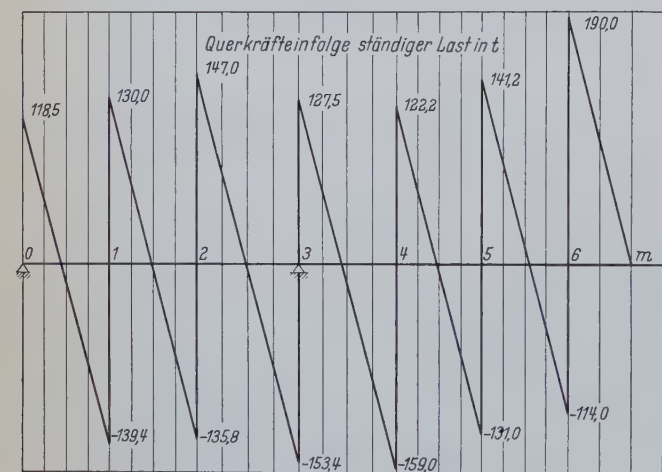
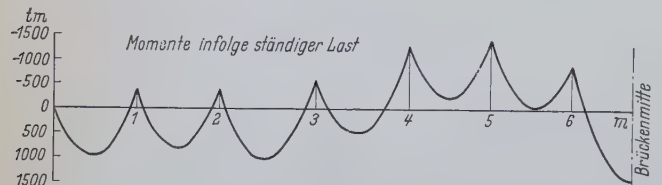


Bild 7. Momente und Querkraften im Balken infolge ständiger Last

Im zehnfach statisch unbestimmten System werden die zwei überzähligen Momente  $X_6$  und  $X_{\bar{6}}$  zu einer symmetrischen und antisymmetrischen Gruppenlast  $Y = X_6 + X_{\bar{6}}$  und  $Z = X_6 - X_{\bar{6}}$  zusammengefaßt. Damit lassen sich ohne allzu großen Rechenaufwand die Einflußlinien der Schnittkräfte im zehnfach statisch unbestimmten System ermitteln. Als Beispiele seien in Bild 6 die Einflußlinien einiger Schnittkräfte und Verschiebungen dargestellt.

Um die Laststellungen zu finden, die die größten Randspannungen im Balken infolge Verkehr ergeben, mußten noch die Einflußlinien der Kernpunktsmomente errechnet werden.

Die Berücksichtigung der Theorie 2. Ordnung zeigte, daß ihr Einfluß im Balken und dort wieder in der Seitenöffnung am größten ist. Der maximale Zuwachs infolge Theorie 2. Ordnung betrug in der Seitenöffnung bei  $M_{ko}$  12,4 0/0, bei  $M_{ku}$  6,0 0/0, in der Mittelöffnung bei  $M_{ko}$  7,3 0/0, bei  $M_{ku}$  8,8 0/0.

Als maximale Durchbiegung ergab sich in der Mittelöffnung 98 cm, in der Seitenöffnung 48 cm.

## 2.4 Momente aus ständiger Last, Kernpunktsmomente und Normalkräfte, aus Haupt- und Zusatzlasten

Es wäre in einfacher Weise möglich, die Schnittkräfte infolge Eigengewicht im Hauptträgersystem zu berechnen. Da die Kabelsattellager in den Pylonen zunächst vertikal verschieblich sind, lag es nahe, diese Möglichkeit auch für einen Momentenausgleich auszunutzen. Durch Heben und Senken der Kabelsattellager können im Balken Zusatzmomente erzeugt werden, die die Spitzen der Maximal-Momentenlinie abbauen und eine günstigere und gleichmäßigere Ausnutzung des Balkenquerschnittes erlauben.

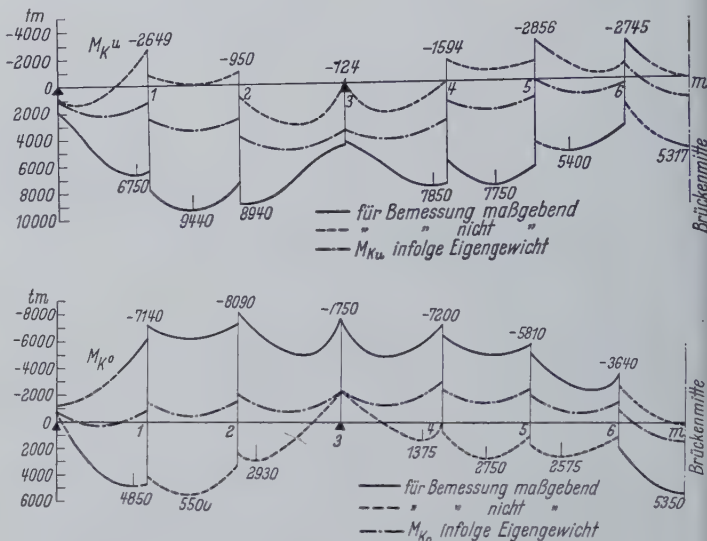


Bild 8. Linie der maximalen Kernpunktsmomente  $M_{ku}$  und  $M_{ko}$  für Hauptkräfte im Balken

Die infolge Eigengewicht und der Kabelagerverschiebungen entstehenden Schnittkräfte werden im folgenden als Schnittkräfte infolge ständiger Last bezeichnet.

Unter ständiger Last sollte der Balken die Form der gewünschten Gradiente annehmen und die Pylonen senkrecht und biegemomentenfrei stehen. Die Pylonenstiele konnten also in der Werkstatt gerade hergestellt werden, während der Balken eine

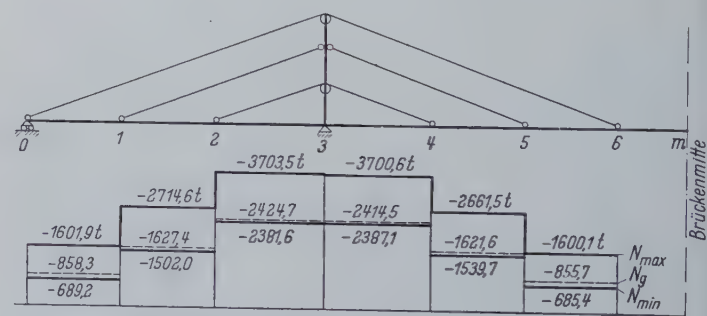


Bild 9. Extremwerte der Normalkräfte im Balken

derartige planmäßige Vorkrümmung erhielt, daß er später unter Eigengewicht und nach Verstellen der Höhenlage der Sattellager die gewünschte Form entsprechend der Gradienten einnimmt. Die Stützenmomente des Balkens an den Kabelangriffspunkten und an den Pylonen infolge ständiger Last können also in gewissen Grenzen frei so gewählt werden, daß der oben erwähnte Abbau oder die Umlagerung der maximalen Momente erreicht wird. Zwischen diesen Stützenmomenten verläuft die Momentenlinie entsprechend den  $M_o$ -Parabeln infolge des bekannten Eigengewichtes.

Dem so festgelegten Momentenverlauf aus ständiger Last (Bild 7) entspricht eine Verformung des Balkens, die genau errechnet werden kann. Erhält nun der Balken eine Werkstattüberhöhung, die gleich diesen errechneten Verformungen ist, jedoch mit umgekehrtem Vorzeichen, so wird folgendes erreicht:

Stellt man durch Heben oder Senken der Kabelsattellager in dem fertigmontierten Tragwerk die planmäßige Gradienten ein, so entsteht im Balken der gewünschte Momentenverlauf aus ständiger



Last. Voraussetzung ist, daß das angenommene Eigengewicht richtig ist und die Werkstattüberhöhung planmäßig eingehalten wird.

Auf der Baustelle ist es erforderlich, daß die Stöße des Balkens vor der Montage fertig aufgerieben und bei der Vormontage spannungslos zusammengesetzt werden.

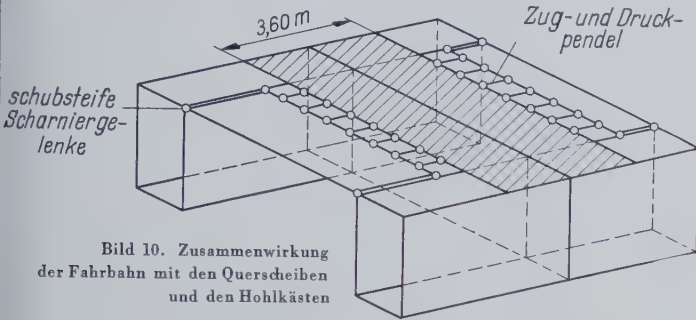


Bild 10. Zusammenwirkung der Fahrbahn mit den Querscheiben und den Hohlkästen

Infolge aller Haupt- und Zusatzkräfte wurde die Maximalmomentenlinie  $M_{k0}$  und  $M_{ku}$  entsprechend Bild 8 errechnet. In Bild 9 sind die Extremwerte der Normalkräfte infolge der Haupt- und Zusatzkräfte gezeigt.

Die untere Randspannung im Balken konnte bei der Bemessung voll ausgenutzt werden, während bei der oberen Randspannung noch Reserven bleiben mußten, um die Beanspruchungen der Fahrbahnkonstruktion infolge örtlicher Fahrzeuglasten aufnehmen zu können.

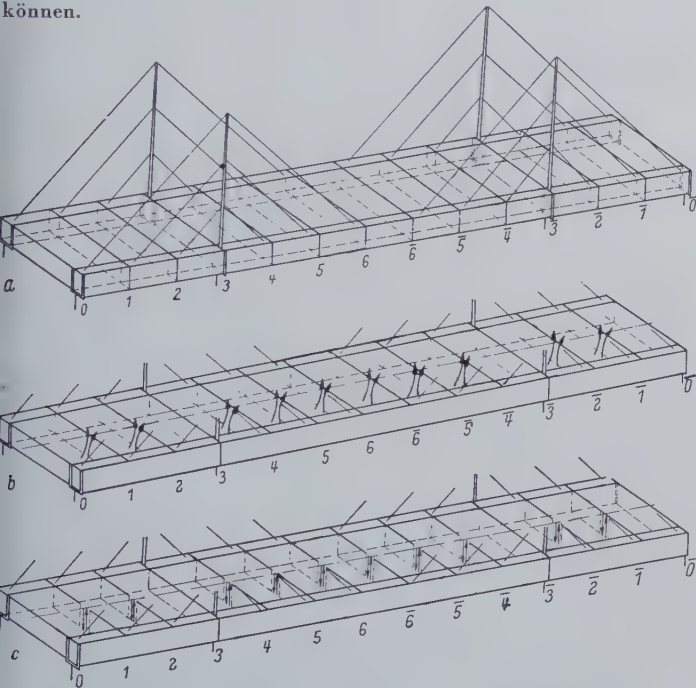


Bild 11. System des räumlichen Tragwerks mit den statisch Unbestimmten bei symmetrischer (b) und antisymmetrischer (c) Belastung

## 2.5 Das räumliche Tragwerksystem

Für die Bemessung des Balkens genügt der Nachweis im oben beschriebenen zehnfach statisch unbestimmten System. Zum Nachweis der Querscheiben ist es erforderlich, das räumliche System der beiden drillsteifen Hohlkästen zu erfassen, die durch die Fahrbahnplatte und die Querscheiben miteinander verbunden sind.

Die Querscheiben sind biegesteif in die Hohlkästen eingespannt, so daß sich letztere bei einseitiger Belastung der Brückenfahrbahn ungleich durchbiegen und auch verwinden, d.h. der Balken wirkt als drillsteifer Trägerrost, der an seinen acht Auflagern drillsteif eingespannt ist. In der Berechnung wird wohl der Drillwiderstand  $D$  der Kästen, nicht dagegen der Wölbwiderstand  $C_M$  des gesamten Balkens berücksichtigt.

Das Fahrbahndeckblech soll auf 3,6 m Breite als Obergurt jeder Querscheibe mitwirken, die übrige Fahrbahnplatte ist durch schubsteife Scharniergelenke an die Hohlkästen angeschlossen gedacht und mit den Querscheibenobergurten durch zug- und druckfeste Pendel verbunden (Bild 10).

Auch wenn man die beiden zehnfach unbestimmten Haupttragrände als statisch unbestimmte Hauptsysteme auffaßt, so kommen mit den zehn Querscheiben noch 26 Überzählige (Moment, Quer-

kraft und Auflagerreaktionen) hinzu, deren Ermittlung einen beachtlichen Rechenaufwand erfordert. Dieser kann erheblich vereinfacht werden, wenn die Belastung in einen zur Brückenlängsachse symmetrischen und antisymmetrischen Anteil aufgegliedert wird (Bild 11). Bei symmetrischer Belastung ist die Querkraft, bei antisymmetrischer Belastung das Moment in der Mitte der Querscheiben gleich Null.

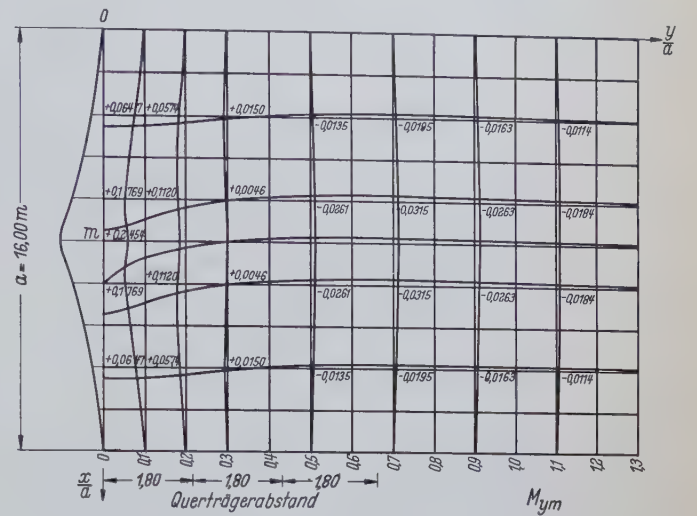


Bild 12. Einflußkörper für das Moment im homogenen Fahrbahnplattenstreifen in Brückenlängsrichtung (Fahrbahnmitte)

Nimmt man die Kästen als wölbfrei an, dann ist die Verwindung zwischen zwei Querscheiben konstant und pflanzt sich wegen der drillstarken Lagerung an den Pylonen von der Seitenöffnung nicht in die Mittelöffnung fort. Man erhält also bei symmetrischer Belastung für die Seitenöffnung ein Gleichungssystem mit zwei Unbekannten, für die Mittelöffnung bei Einführung von Gruppenlasten zwei Systeme mit je drei Unbekannten.

Bei antisymmetrischer Belastung treten als Überzählige zehn Querkraften in Mitte der Querscheiben auf, und es ergeben sich zwei Gleichungssysteme mit je fünf Unbekannten. Wie sich nach Lösung dieser Systeme herausstellte, ist der Einfluß der Biegung der Querscheiben und Kästen ganz erheblich größer als der der Verwindung.

## 2.6 Fahrbahnplatte

Das Fahrbahndeckblech von mindestens 14 mm Dicke wird durch fischgrätfförmig aufgeschweißte Flachbleche ausgesteift. Der Zweck dieser Zick-zack-Eisen ist zunächst der, eine schubfeste Verankerung des Asphaltes auf dem Deckblech zu verbürgen. Da diese Fläche jedoch außerdem eine sehr wirkungsvolle Aussteifung darstellen, konnte auf einen Nachweis der Spannungen aus örtlicher Fahrzeugbelastung im Blech, das zwischen zwei Längsrippen gespannt ist, verzichtet werden. Außerdem konnten aus diesem Grund die Längsrippen in etwas größerem Abstand angeordnet werden.

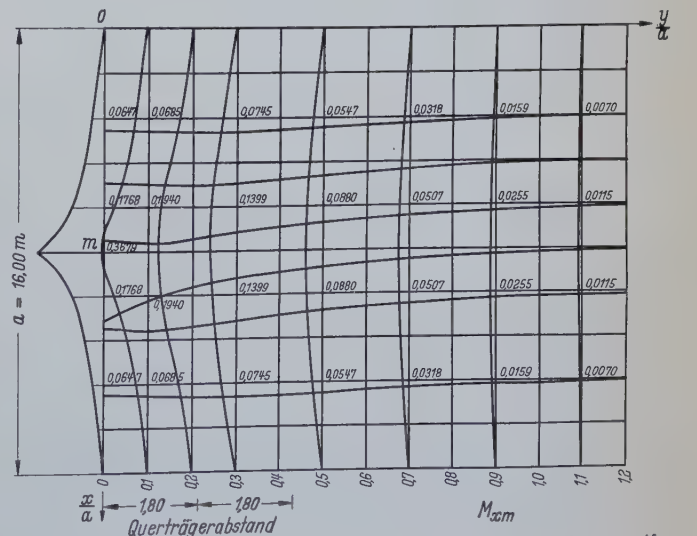


Bild 13. Einflußkörper für das Moment im homogenen Fahrbahnplattenstreifen in Querrichtungsrichtung (Fahrbahnmitte)



Das Fahrbahndeckblech ist durch Längsrippen in 40 cm Abstand elastisch unterstützt, während diese durchlaufenden Rippen auf Querträgern aufliegen. Die Querträger sind 16 m gespannt und lagern auf den Innenwänden der beiden Hohlkästen.

Die statische Untersuchung der Fahrkonstruktion wurde für die Grenzfälle Querträger gelenkig gelagert und Querträger voll eingespannt durchgeführt. Die orthotrope Fahrkonstruktion wird dabei für örtliche Lasten als homogener Plattenstreifen berechnet, der über den hohen Querscheiben frei drehbar, aber unnachgiebig gelagert ist.



Bild 14. Statisches System der Pylone

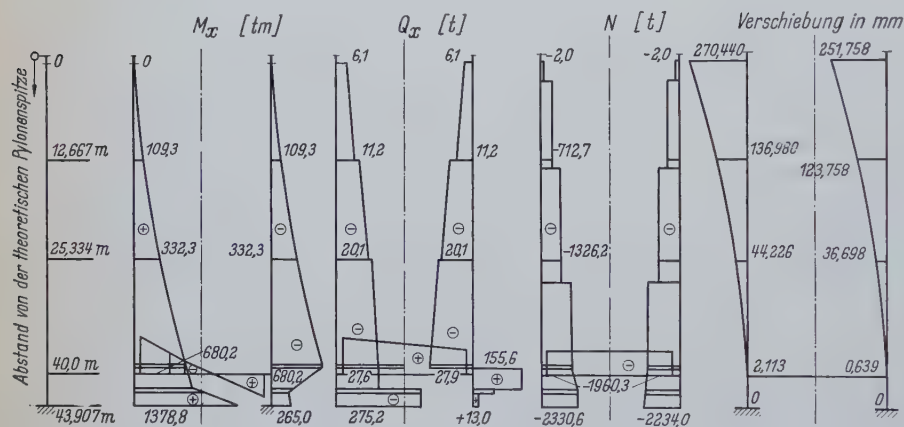


Bild 15. Schnittkräfte und Verschiebungen des Pylons bei unbelasteter Brücke für Haupt- und Zusatzkräfte

Mit Hilfe der Huberschen Differentialgleichung der Biegefläche einer orthogonal anisotropen Platte wurden die Gleichungen der Einflußflächen abgeleitet und zahlenmäßig für den isotropen Sonderfall  $K_x = K_y = K$  berechnet. Die Drillsteifigkeit der Längsrippen wurde mit dem Wert  $2H = 0,8 \sqrt{K_x \cdot K_y}$  berücksichtigt. Der Einflußkörper für ein Längsträger- und ein Querträgermoment ist in den Bildern 12 und 13 dargestellt.

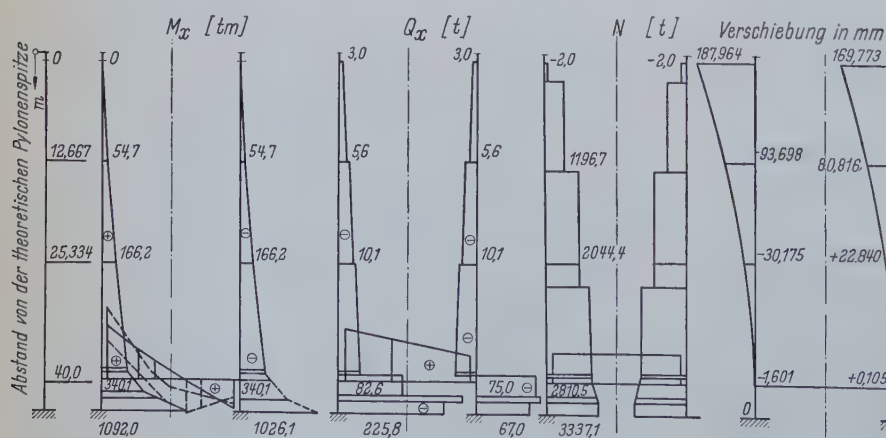


Bild 16. Schnittkräfte und Verschiebungen des Pylons bei belasteter Brücke für Haupt- und Zusatzkräfte

Bei der Auswertung der Flächen wurde durch Transformation des Aufpunktes und der Laststellungen die tatsächliche Orthotropie wiederhergestellt. In Wirklichkeit handelt es sich um ein nicht-homogenes Kreuzwerk, und Lasten, die zwischen den Kreuzungspunkten der Längsrippen angreifen, erzeugen in diesen zusätzliche Schnittkräfte, die berücksichtigt wurden.

Nach der Ausschreibung durfte in den Längsträgern die zusammengesetzte Spannung aus örtlichen Fahrzeuglasten und der Hauptträgerwirkung den für Lastfall 2 zugelassenen Wert erreichen.

Für die Längsrippen konnte auf die ganze Brückenlänge dasselbe Profil (Winkel 100/200/10) gewählt werden. Lediglich über den starren Querscheiben war auf 4 m Länge wegen der größeren negativen Momente eine Verstärkung erforderlich.

## 2.7 Pylone

Die Pylonenstiele sind in den Hauptträgerbalken eingespannt, die wiederum auf den Stromfeilern auf einem Linienkipplager aufliegen. Die Stiele sind also unten in Brückenlängsrichtung elastisch, in Querrichtung starr eingespannt.

Die Pylonen werden durch die Kabelauflegerkräfte, Wind und ständige Last beansprucht. Ihre Schnittkräfte wurden nach der Theorie 2. Ordnung berechnet. Dabei wurde der Nachweis für den Lastfall „Hauptkräfte“ mit den 1,71fachen Lasten und für den Lastfall „Haupt- und Zusatzkräfte“ mit den 1,5fachen Lasten geführt. Außerdem wurde noch ein Rechnungsgang für die 2,5fachen Windlasten durchgeführt.

Um unbeabsichtigte Exzentrizitäten zu berücksichtigen, wurden in der Berechnung folgende Annahmen getroffen:

1. Infolge von Montageungenauigkeiten hat sich die Pylonspitze um 50 mm in Brückenquerrichtung verschoben.
2. Aus derselben Ursache hat sich die Pylonspitze um 100 mm in Brückenlängsrichtung verschoben.
3. Die Kabelauflegerkräfte greifen exzentrisch an, und zwar um 50 mm in Brückenquerrichtung verschoben.
4. Die Kabelkräfte greifen exzentrisch an, und zwar um 20 mm in Brückenlängsrichtung verschoben.

Das statische System der Pylonenberechnung ist in Bild 14 gezeigt. Es fällt dabei auf, daß die Schnittpunkte der Kabelachsen mit der Pylonenachse diese nicht wie ursprünglich geplant in drei gleiche Abschnitte einteilt. Die statisch wirksame Pylonenhöhe von 40 m wird von der Schwerlinie des Balkens aus gemessen, die am Bauwerk später nicht zu sehen ist. Bei gleicher Einteilung von dieser Systemlinie aus wäre der untere Abschnitt des Pylons bis zum ersten Kabelsattel, den der Beschauer später von Oberkante Träger aus abschätzt, zu klein erschienen. Man hat ihn deshalb im statischen System um 2 m größer gewählt als die oberen Abschnitte.

Die Belastungen des Pylons infolge Verkehr sind aus der Berechnung des Haupttragwerkes bekannt. Die maßgebende Belastungslänge des Haupttragwerkes ergab sich aus der Einflußlinie des Kernpunktes, der in Richtung der Seitenöffnung liegt.

In Höhe der Balkenachse ist das größte Moment  $M_y$  aus Verkehrsbelastung des Haupttragwerkes nach der Theorie 1. Ordnung 1200 mt, die Theorie 2. Ordnung, auf das Haupttragwerk angewendet, bringt noch eine geringfügige Erhöhung um 76 mt.

Nach der Theorie 1. Ordnung ergaben sich in Brückenquerrichtung die in Bild 15 gezeigten Schnittkräfte und Verschiebungen bei unbelasteter Brücke. Für die belastete Brücke sind die Werte zum Vergleich in Bild 16 gezeigt.

Zur Erfassung der Theorie 2. Ordnung in den Pylonenstielen genügte im allgemeinen drei Schritte. Wenn die einfachen Lasten auf die 1,71fachen erhöht wurden, so vergrößerten sich in Oberkante Hauptträger die Schnittkräfte  $M_x$  von 136 auf 247 mt,  $N$  von -2900 t auf -4972 t.



Der Einfluß der Theorie 2. Ordnung ist also auch hier sehr klein, obwohl die Pylonen in St 52 ausgeführt wurden und die Verformungen wegen der hohen Beanspruchung verhältnismäßig groß sind. Aus Verkehrslast, ungewollter Schiefstellung des Pylons und unbeabsichtigter Exzentrizität der Kabelsattelager beträgt das Moment in Höhe der Schwerlinie des Balkens in Brückenlängsrichtung  $M_y = -1308$  mt. Der 1,71fache Wert dieses Momentes erhöht sich bei einer Rechnung des Pylons nach der Theorie 2. Ordnung um nur 47 mt.

Man sieht also, daß die umfangreichere Berechnung der Pylonenstiele nach der Theorie 2. Ordnung eine erheblich wirtschaftlichere Bemessung ergibt, als die einfache Berechnung nach dem  $\omega$ -Verfahren.

Mit den bis jetzt ermittelten Schnittkräften wurde ein Spannungsnachweis für den Pylon geführt und dabei besonders auch die Querschnitte dort untersucht, wo für die Einführung des Pylonenquerträgers oder an den Kabeleinleitungen Aussparungen erforderlich waren. Bei der hohen Normalkraft wurden auch umfangreiche Beuluntersuchungen erforderlich.

Da die Pylonen ein Haupttragglied der Brücke darstellen, dessen Ausfall zur Zerstörung der Brücke führt, sollte auch noch untersucht werden, welche Seitenkraft, z. B. beim Anprall eines Flugzeuges, auftreten darf, bis die Fließgrenze erreicht wird. Zu diesem Zweck wurde die Untersuchung für die 2,5fachen Windlasten durchgeführt, wobei alle anderen Haupt- und Zusatzkräfte gleichzeitig angesetzt sind. Die Sicherheit gegen Erreichen der Fließgrenze ist dann immer noch 1,26fach und erst, wenn die Windlast von  $125 \text{ kg/m}^2$  auf  $440 \text{ kg/m}^2$  anwächst, wird die Fließgrenze annähernd erreicht. Die seitliche Auslenkung der Pylonenspitze würde dann rund 1 m betragen, wobei die Theorie 2. Ordnung schon berücksichtigt ist. Günstig wirkt sich bei der Rechnung nach der Theorie 2. Ordnung aus, daß die Resultierende der Kabelkräfte bei Ausbiegung des Pylons nicht senkrecht im Raum bleibt, sondern in der Ebene der Kabel wirkt, also zum Pylonenfuß gerichtet ist. Die Hebelarme der Kabelkräfte in bezug auf die Pylonenachse bleiben also verhältnismäßig klein (siehe Bild 17).



Bild 17. Kabelkräfte am verformten Pylonenrahmen

## 2.8 Kabel

Die Kabelkräfte wurden zunächst nach der Theorie 1. Ordnung für die verschiedenen Belastungen und Temperaturunterschiede berechnet. Bei Berücksichtigung der Theorie 2. Ordnung ergab sich nur ein geringfügiger Zuwachs. Die Kabelkräfte, Querschnitte, Spannungen und Sicherheiten gehen aus Tafel 1 hervor.

Tafel 1. Zusammenstellung der Beanspruchungswerte des Kabels

	oberes Kabel	mittl. Kabel Seitenöffn.	mittl. Kabel Mittelöffn.	unteres Kabel
Kabelkraft infolge ständiger Last	+ 915 t	+ 820 t	+ 820 t	+ 850 t
Maximale Kabelkraft infolge Verkehr	+ 758 t	+ 418 t	+ 412 t	+ 312 t
Minimale Kabelkraft infolge Verkehr	- 182 t	- 11 t	- 1 t	- 8 t
Zuwachs aus Theorie 2. Ordnung	+ 17 t	+ 4 t	+ 5 t	+ 2 t
Kabelkraft infolge Temperaturänderung	+ 21 t	+ 7 t	+ 10 t	+ 19 t
Maximale Kabelkraft	+ 1711 t	+ 1249 t	+ 1247 t	+ 1183 t
Aufbau des Kabels	10 Seile $\phi$ 73 mm	7 Seile $\phi$ 68 mm	7 Seile $\phi$ 68 mm	7 Seile $\phi$ 64 mm
Kabelquerschnitt	370 $\text{cm}^2$	217 $\text{cm}^2$	217 $\text{cm}^2$	194 $\text{cm}^2$
Differenz der größten u. kleinsten Seilspannung	2,54 t/ $\text{cm}^2$	1,98 t/ $\text{cm}^2$	1,90 t/ $\text{cm}^2$	1,65 t/ $\text{cm}^2$
Sicherheit gegen Bruch	2,53	2,30	2,30	2,34

Wie aus der Tafel 1 ersichtlich, war für die Bemessung des oberen Kabels die Forderung maßgebend, daß die Schwellbeanspruchung

den Wert  $\Delta \sigma = 2,5 \text{ t/cm}^2$  nicht überschreiten soll, während bei den übrigen Kabeln die größte Kraft für die Bemessung maßgebend war.

Das Sattelager des mittleren Kabels ist mit dem Pylon fest verbunden. Da die Reibung zur Kraftübertragung nicht ausreicht, mußten die Seile auf dem Sattelager festgeklemmt werden. Es wurde gefordert, daß bei einem Reibungswert  $\mu = 0,1$  zwischen Seil und Lagerschale noch eine 1,5fache Sicherheit gegen Gleiten vorhanden ist. Da die Linienbelastung im unteren Seil den Wert von  $2,5 \text{ t/cm}$  nicht überschreiten soll, muß der Klemmdeckel eine bestimmte Länge haben. Aus Haupt- und Zusatzkräften allein beträgt die Linienbelastung schon  $2,1 \text{ t/cm}$ . Der Klemmdeckel wurde deshalb verhältnismäßig lang, damit die zulässige Linienlast nicht überschritten wurde.

Für die übrigen Lager mußten die maximalen Verschiebungen gegenüber dem Pylonenkopf mit Hilfe von Einflußlinien ermittelt werden. Als Beispiel ist in Bild 6 g die Einflußlinie der Lagerverschiebung im obersten Kabelsattelager gezeigt. Die Verschiebung ist dabei in Richtung der Kabeltangente angegeben. Beim obersten Kabel beträgt die maximale Verschiebung in Richtung zur Mittelöffnung 116 mm, in Richtung zur Seitenöffnung 119 mm. Wegen der festen Verbindung des mittleren Kabels mit dem Pylon sind die relativen Bewegungen der einzelnen Sektorlager gegenüber dem Pylon also verhältnismäßig klein.

Die Kabel werden im Hohlkasten gespreizt und die einzelnen Seilköpfe an Verankerungsträgern gelagert. Die Spreizschelle schwebt dabei im Hohlkasten und ist nur gegen Wandern nach oben gesichert. Infolge der Verformungen des Haupttragwerkes ändert sich der Winkel zwischen Balken- und Kabelachse. Außerdem variiert die Seillänge zwischen Seilkopf und Oberkante Balken unter den verschiedenen Belastungen. In Höhe der Balkenoberkante treten also Verschiebungen zwischen Kabel und Balken auf, deren Größe mit Hilfe von Einflußlinien ermittelt wurde. In Bild 6 h ist die Einflußlinie für die Winkeländerung zwischen Balken- und Kabelachse am Anschlußpunkt 6 in der Mittelöffnung gezeigt. Die Ordinaten sind dabei im Bogenmaß angegeben. Aus Haupt- und Zusatzkräften vergrößert sich dieser Winkel in der Mittelöffnung um 47 Minuten und verkleinert sich maximal um 36 Minuten.

Außer diesen genannten Verschiebungen treten auch noch solche in Brückenquerrichtung auf, da sich die Hohlkästen unter Verkehrslast verdrehen. Aus all diesen Einflüssen wurde die Lastkombination für den ungünstigsten Fall gesucht und die maximale Verschiebung errechnet, um die erforderlichen Unterlagen für die Konstruktion zu schaffen. Die Verkleidungsbleche an den Kabelanschlußpunkten sollten möglichst wenig hervortreten. Die erforderlichen Abmessungen mußten deshalb auf das absolut notwendige Maß begrenzt werden, weshalb diese verhältnismäßig umfangreiche Rechenarbeit erforderlich wurde.

## 2.9 Lager

Die Berechnung der Lager des Haupttragwerkes setzt voraus, daß ihre Verschiebungen bekannt sind. Diese setzen sich zusammen aus

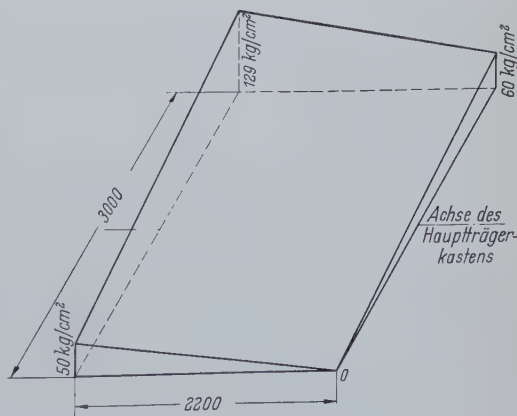


Bild 18. Maximale Pressungen in der Mörtelfuge des Pylonenfußlagers 3 bei ungünstigster Laststellung

dem Einfluß der Temperatur, der Normalkräfte im Balken und dem Enddrehwinkel des Balkens. Die Einflußlinie der horizontalen Verschiebung in Höhe des Linienlagers am rechtsrheinischen Pylon ist in Bild 6 i dargestellt. Infolge aller Einflüsse beträgt die maximale



Verschiebung nach der Seitenöffnung 39,4 mm, nach der Mittelöffnung 45,1 mm. Die maximalen Pressungen in der Mörtelfuge dieses Lagers sind in Bild 18 dargestellt.

### 3. Modellmessungen

Schon vor der Anschreibung waren beim Otto-Graf-Institut der Materialprüfungsanstalt Stuttgart Modellversuche an einem statischen Modell des Haupttragwerkes im Längenmaßstab 1:50 durchgeführt worden, die sehr aufschlußreich waren und das statische Verhalten der Schrägseilbrücken bei verschiedenen Lagerbedingungen der Kabel zeigten [5] u. [2].

Zur Kontrolle der endgültigen statischen Berechnung wurden in der Forschungsanstalt der Gutehoffnungshütte Sterkrade weitere Messungen durchgeführt, bei denen die Verformungen des Haupttragwerkes und dessen dynamisches Verhalten beobachtet wurden.

Außerdem wurde der Spannungsverlauf bei einzelnen schwierigen Punkten dort spannungsoptisch geklärt, wo eine rechnerische Erfassung schwer möglich war. Schwierig war z. B. die Antwort auf die Fragen:

Wie wird die Kabelkraft, die an den Kabelverankerungsträgern in die Stege des Hohlkastens eingeleitet wird, auf den gesamten Balkenquerschnitt verteilt?

Welche Schubspannungen treten dort am Anschluß des Fahrbanddeckblechs an den Hohlkästen auf und wie klingen diese ab?

Als Ergebnis einer solchen spannungs-optischen Untersuchung, die bei der Forschungsanstalt der GHH durchgeführt wurde, ist in Bild 19 der Verlauf des Schubflusses zwischen Fahrbandblech und Hohlkasten dargestellt. Die Einleitung der Kabelkraft in das Fahrbandblech erfolgt also zum größten Teil dicht am Angriffspunkt der Kabelkraft. Konstruktiv wirkte sich dieses Resultat so aus, daß die Stege der Hohlkästen beim Anschluß der obersten Kabel auf 7 m Länge verstärkt werden mußten. Außerhalb dieses Bereichs durfte angenommen werden, daß die konzentriert eingeleitete Kabelkraft auf den gesamten Querschnitt nahezu gleichmäßig verteilt ist. Im Bereich der Kabelkrafteinleitung mußte außerdem der Niet-

anschluß des Fahrbanddeckblechs an den Hohlkasten verstärkt werden.

Es ist kein Zweifel, daß das geringe Gewicht der gesamten Stahlkonstruktion nur durch eine umfangreiche statische Berechnung —

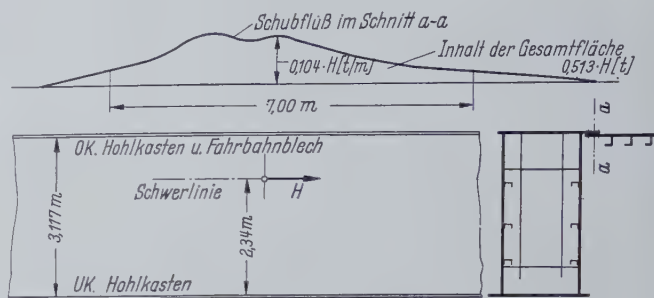


Bild 19. Schubfluß zwischen Hohlkasten und Fahrbandblech im Bereich der Kabeleinleitung an Punkt 6

es ergaben sich für die Stahlkonstruktion rund 2000 Seiten — erreicht werden konnte. Die Berechnungen mußten alle Einflüsse soweit als möglich erfassen und wo dies rechnerisch nicht möglich war, durch Modellversuche ergänzt werden. (Fortsetzung folgt)

#### Schrifttum

- [1] Beyer, E.: Nordbrücke Düsseldorf I. Teil: Gesamtanlage und Montage der neuen Rheinbrücke. Stahlbau 27 (1958) H. 1 S. 1/6.
- [2] Beyer, E., und Tussing, F.: Nordbrücke Düsseldorf. Projektbearbeitung und Wettbewerb für eine weitere Überbrückung des Rheins im Stadtbereich Düsseldorfs. Stahlbau 24 (1955) H. 2 S. 25/33, H. 3 S. 63/67, H. 4 S. 79/88.
- [3] Graf, O., und Brenner, E.: Versuche mit Drahtseilen für eine Hängebrücke. Bautechnik 19 (1941) H. 38 S. 410/15.
- [4] Klingenberg, W., und Plum, A.: Versuche an Drähten und Seilen der neuen Rheinbrücke in Rodenkirchen bei Köln. Stahlbau 24 (1955) H. 12 S. 265/72.
- [5] Denkschrift über die Nordbrücke Düsseldorf, Springer-Verlag, Berlin/Göttingen/Heidelberg 1958.

## Ein Beitrag zur Berechnung von Kranbahnen

Von Dipl.-Ing. Gerhard Rose, Obering., Darmstadt

DK 624.951 : 621.87 Kranbahnträger

Friedrich Bleich hat Kranbahnträger für eine Felderzahl  $> 3$  für gleichgroße Stützweiten und 2 bewegliche gleichgroße Einzellasten untersucht<sup>1)</sup>. Das Ergebnis ist jedem Statiker geläufig und in „Stahl im Hochbau“<sup>2)</sup> wiedergegeben.

Diese Arbeit stellt eine Erweiterung der vorstehend genannten Berechnung dar für den praktisch sehr wichtigen Fall des Durchlaufträgers über zwei Felder mit gleichen Stützweiten infolge Belastung durch zwei ungleich große Einzellasten<sup>3)</sup>. Aus konstruktiven und montagetechnischen Gründen wird oft dem Durchlaufträger über 2 Felder der Vorzug gegeben, besonders dann, wenn ein Doppelfeld 14 bis 15 m nicht überschreitet. Dann läßt sich die Kranbahnkonstruktion denkbar einfach gestalten, indem die Stöße nur als Gelenkstöße über jeder zweiten Stütze ausgeführt werden. Es hat sich besonders bei der Verwendung von kleinen und mittleren Walzprofilen gezeigt, daß der Gewinn durch Anordnung eines Durchlaufträgers über mehr als zwei Felder unwesentlich ist, da für die Bemessung stets das Endfeld maßgebend ist.

### 1. Ungünstige Laststellung und Bemessungsmoment

Bei der weiteren Rechnung bedeutet (Bild 1):

$$\beta = \frac{P_2}{P_1} < 1, \quad \alpha = \frac{a}{l} = \frac{\text{Radstand}}{\text{Stützweite}}, \quad \xi = \frac{x}{l}; \quad m = \frac{M}{P_1 \cdot l}.$$

Mittels dieser dimensionslosen Größen läßt sich die weitere Ableitung gemäß Bild 1 durchführen:

$$\text{Es ist} \quad m = \bar{A} \cdot \xi, \quad (1)$$

$$\text{mit} \quad \bar{A} = \bar{A}_0 + x_1 \cdot \bar{A}_1, \quad (2)$$

<sup>1)</sup> Bleich, Fr.: Stahlhochbauten, Band 2, S. 712; Berlin 1933, Springer-Verlag.

<sup>2)</sup> Stahl im Hochbau, 12. Auflage, S. 511, Düsseldorf 1953, Verlag Stahleisen.

<sup>3)</sup> Unbeschadet dessen, daß wahrscheinlich in manchen Büros bereits mit derartigen Tabellen gerechnet wird, hält die Schriftleitung es doch für angebracht, diese Tabellen allgemein zugänglich zu machen.

ferner ist

$$\bar{A}_0 = f(\xi, \alpha, \beta) = 1 - \xi + \beta(1 - \xi - \alpha) = (1 + \beta)(1 - \xi) - \alpha\beta, \quad (3)$$

$$\bar{A}_1 = 1 \quad (4)$$

$$x_1 = f(\xi, \alpha, \beta) = -\frac{1}{4}(\omega_{D\xi} + \beta \omega_{D\xi} + \alpha) \quad (5)$$

Damit wird (1):

$$m = \xi \left[ (1 - \xi)(1 + \beta) - \alpha\beta - \frac{1}{4}(\omega_{D\xi} + \beta \omega_{D\xi} + \alpha) \right] \quad (6)$$

Die ungünstigste Stellung  $\xi$  ist dann erreicht, wenn

$$\frac{dm}{d\xi} = 0 \text{ ist.} \quad (7)$$

$$\frac{dm}{d\xi} = \xi \cdot \frac{d\bar{A}}{d\xi} + \bar{A} - 0 \quad (8)$$

$$\text{mit} \quad \frac{d\bar{A}}{d\xi} = \frac{d\bar{A}_0}{d\xi} + A_1 \cdot \frac{dx_1}{d\xi} \quad (9)$$

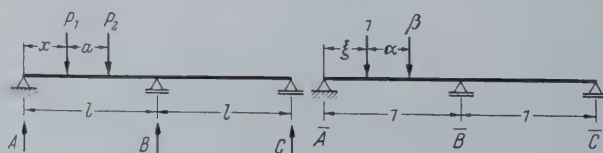


Bild 1. Belastungsbild zur Herleitung der Formeln

Die Differentiale sind:

$$\frac{d\bar{A}_0}{d\xi} = -(1 + \beta) \quad (10)$$

$$\frac{dx_1}{d\xi} = -\frac{1}{4} \{ 1 - 3\xi^2 + \beta [1 - 3(\xi + \alpha)^2] \} \quad (11)$$



Nach (8) erhält man für die ungünstigste Stellung:

$$\xi^3 + \frac{9\alpha\beta}{4(1+\beta)} \cdot \xi^2 + \frac{\beta(6\alpha^2 - 10) - 10}{4(1+\beta)} \cdot \xi + \frac{\beta(\alpha^3 - 5\alpha + 4) + 4}{4(1+\beta)} = 0 \dots (12)$$

Die Lösungen dieser Gleichung (12) und die Auswertung für  $m$  nach Gleichung (6) sind für den Parameter  $\beta$  in Bild 2 und 3 und Tafel 1 und 2 dargestellt.

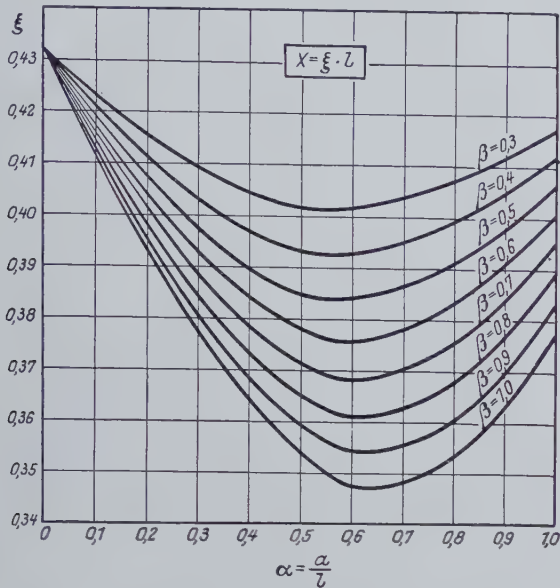


Bild 2. Zu Tafel 1 gehörende Kurvenschar  
Tafel 1. ξ-Werte für das max. Feldmoment

β	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3
α								
0,0	0,4323	0,4323	0,4323	0,4323	0,4323	0,4323	0,4323	0,4323
0,1	0,4118	0,4130	0,4142	0,4155	0,4171	0,4190	0,4208	0,4231
0,2	0,3934	0,3955	0,3980	0,4008	0,4038	0,4072	0,4109	0,4152
0,3	0,3772	0,3805	0,3841	0,3881	0,3927	0,3974	0,4028	0,4089
0,4	0,3637	0,3681	0,3728	0,3780	0,3837	0,3899	0,3967	0,4045
0,5	0,3543	0,3590	0,3648	0,3711	0,3779	0,3848	0,3931	0,4019
0,6	0,3474	0,3543	0,3610	0,3682	0,3759	0,3841	0,3925	0,4019
0,7	0,3481	0,3551	0,3625	0,3702	0,3782	0,3865	0,3951	0,4040
0,8	0,3530	0,3603	0,3677	0,3754	0,3832	0,3911	0,3993	0,4074
0,9	0,3626	0,3695	0,3766	0,3837	0,3908	0,3979	0,4049	0,4119
1,0	0,3771	0,3832	0,3892	0,3951	0,4009	0,4065	0,4120	0,4173

Für den Sonderfall  $\alpha = 0, \beta = 0$  sowie  $\beta = 1$

ergibt sich aus (12)  $\xi^3 - \frac{10}{4} \cdot \xi + 1 = 0 \dots (13)$

mit der Lösung  $\xi = 0,432^4$ .

Tafel 2.  $m_F$ -Werte für das max. Feldmoment

β	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3
α								
0,0	0,4148	0,3941	0,3733	0,3526	0,3318	0,3111	0,2904	0,2696
0,1	0,3692	0,3530	0,3368	0,3205	0,3043	0,2882	0,2720	0,2558
0,2	0,3281	0,3159	0,3037	0,2915	0,2794	0,2673	0,2553	0,2431
0,3	0,2916	0,2829	0,2742	0,2656	0,2570	0,2486	0,2401	0,2318
0,4	0,2597	0,2541	0,2484	0,2429	0,2374	0,2321	0,2269	0,2218
0,5	0,2325	0,2294	0,2264	0,2235	0,2207	0,2185	0,2156	0,2133
0,6	0,2100	0,2091	0,2083	0,2076	0,2071	0,2067	0,2065	0,2064
0,7	0,1925	0,1934	0,1944	0,1955	0,1967	0,1981	0,1997	0,2014
0,8	0,1800	0,1822	0,1845	0,1869	0,1894	0,1921	0,1949	0,1978
0,9	0,1721	0,1752	0,1784	0,1817	0,1853	0,1886	0,1922	0,1958
1,0	0,1688	0,1721	0,1758	0,1795	0,1834	0,1872	0,1912	0,1952

Mit wachsendem Radstand  $\alpha$  wandert  $\beta$  über die Mittelstütze  $\bar{B}$ . Damit verliert Gleichung (12) ihre Gültigkeit. Vielmehr gilt ohne nähere Ableitung

$$\xi^3 + \frac{\beta(18 - 9\alpha)}{4(1 - \beta)} \cdot \xi^2 + \frac{\beta(24\alpha - 6\alpha^2 - 22) - 10}{4(1 - \beta)} \cdot \xi + \frac{\beta(6 - 11\alpha + 6\alpha^2 - \alpha^3) + 4}{4(1 - \beta)} = 0 \dots (14)$$

<sup>4)</sup> s. auch  $\eta_{\max}$ -Linie von Anger, Zehnteilige EL. für durchlaufende Träger, Berlin 1955; Verlag W. Ernst & Sohn.

Die Lösungen dieser Gleichung und die Auswertung sind ebenfalls in den Bildern 2 und 3 und den Tafeln 1 und 2 eingetragen. Diese Werte gelten ohne Einschränkung, sofern sich die gesamte Fahrbahn lediglich über zwei Felder erstreckt. Werden mehrere Zweifeldbalken nacheinander angeordnet, so entfällt beim Überfahren des Gelenkstoßes die Entlastung durch die Last  $\beta$ . Maßgebend für die Bemessung wird dann die größere der beiden Einzellasten in Verbindung mit der  $EL$ , die die größte Einflußordinate liefert, nämlich  $\xi = 0,432$  mit  $m = 0,2074$ .

## 2. Einfluß des Eigengewichtes

Für das Eigengewicht folgt ohne weitere Ableitung

$$m_g = \frac{3}{8} \cdot \xi - \frac{1}{2} \cdot \xi^2 \dots (15)$$

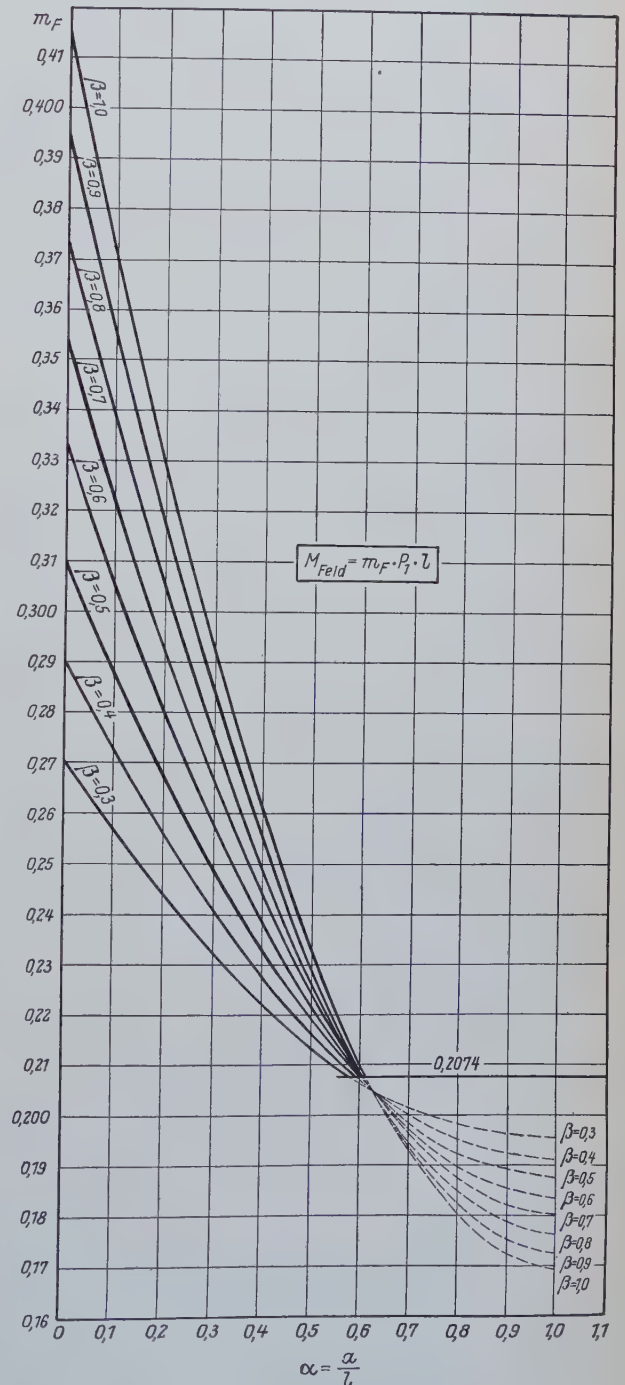


Bild 3. Zu Tafel 2 gehörende Kurvenschar



Die Zahlenwerte sind aus Bild 4 und Tafel 3 ersichtlich. Ohne großen Fehler kann man  $m_g = \frac{1}{14}$  als guten Rechenwert ansehen.

Tafel 3.  $m_g$ -Werte für Feldmoment

$\xi$	$m_g$	$\xi$	$m_g$
0,34	0,0697	0,40	0,0700
0,35	0,0700	0,41	0,0697
0,36	0,0702	0,42	0,0693
0,37	0,0703	0,43	0,0688
0,38	0,0703	0,44	0,0682
0,39	0,0702		

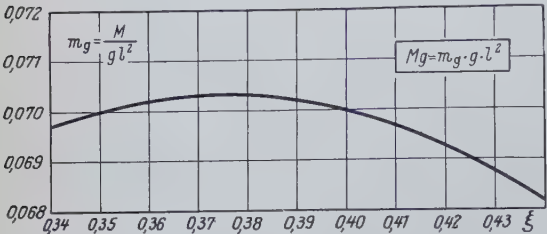


Bild 4. Zu Tafel 3 gehörender Kurvenverlauf

3. Größtes Stützmoment

Gemäß Bild 1 erhält man für die Stelle  $\xi$ , die das größte Stützmoment hervorruft

$$\xi^2 + \frac{2\alpha\beta}{1+\beta} \cdot \xi + \frac{\beta(3\alpha^2 - 1) - 1}{3(1+\beta)} = 0 \dots (16)$$

Mit zunehmendem Radstand wird die Laststellung gemäß Bild 5 maßgebend. Die Lösungen findet man in Bild 6 und 7 und Tafel 4 und 5 gemäß der Gleichung

$$\xi^2 + \frac{2\beta(\alpha - 2)}{\beta - 1} \cdot \xi + \frac{\beta(11 - 12\alpha + 3\alpha^2) + 1}{3(\beta - 1)} = 0 \dots (17)$$

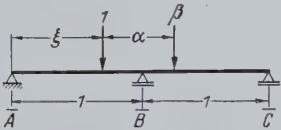


Bild 5. Belastungsbild für das Stützmoment

4. Größter Auflagerdruck

4.1 über der Seitenstütze

Für  $\xi = 0$  ergibt sich gemäß Bild 1 die größte Auflagerkraft mit

$$\bar{A} = 1 + \beta \left[ 1 - \frac{\alpha}{4} (5 - \alpha^2) \right].$$

Das Ergebnis kann man Bild 8 und Tafel 6 entnehmen.

4.2 über der Mittelstütze

Gemäß Bild 5 erhält man mit dem bereits in Abschnitt 1 näher erläuterten Ansatz für die ungünstigste Stellung

$$\xi^2 + \frac{2\beta(\alpha - 2)}{\beta - 1} \cdot \xi + \frac{\beta(3 + \alpha^2 - 4\alpha) + 1}{\beta - 1} = 0 \dots (18)$$

Für den Sonderfall gleichgroßer Raddrücke, also  $\beta = 1$ , folgt symmetrische Laststellung zu Stütze B mit

$$\xi = 1 \cdot \frac{\alpha}{2}$$

aus Gleichung (18).

Tafel 4.  $\xi$ -Werte für Stützmoment

$\beta$	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3
$\alpha$								
0,0	0,5774	0,5774	0,5774	0,5774	0,5774	0,5774	0,5774	0,5774
0,1	0,5252	0,5278	0,5308	0,5335	0,5378	0,5421	0,5470	0,5527
0,2	0,4686	0,4740	0,4798	0,4866	0,4942	0,5029	0,5131	0,5251
0,3	0,4075	0,4155	0,4245	0,4347	0,4463	0,4598	0,4755	0,4941
0,4	0,3416	0,3522	0,3643	0,3781	0,3939	0,4124	0,4341	0,4599
0,5	0,2704	0,2838	0,2990	0,3164	0,3367	0,3603	0,3884	0,4221
0,6	0,8000	0,7899	0,7787	0,7661	0,7517	0,7352	0,7160	0,6930
0,7	0,7500	0,7420	0,7330	0,7230	0,7116	0,6985	0,6833	0,6652
0,8	0,7000	0,6941	0,6876	0,6802	0,6719	0,6624	0,6513	0,6383
0,9	0,6500	0,6464	0,6424	0,6379	0,6328	0,6270	0,6203	0,6125
1,0	0,6000	0,5988	0,5975	0,5961	0,5944	0,5926	0,5904	0,5880
	0,5500	0,5515	0,5531	0,5549	0,5570	0,5593	0,5620	0,5650
	0,5000	0,5044	0,5093	0,5148	0,5207	0,5275	0,5352	0,5438

Tafel 5.  $m_g$ -Werte für Stützmoment

$\beta$	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3
$\alpha$								
0,0	0,1925	0,1828	0,1732	0,1636	0,1540	0,1443	0,1347	0,1251
0,1	0,1903	0,1808	0,1713	0,1618	0,1523	0,1429	0,1335	0,1241
0,2	0,1839	0,1746	0,1655	0,1564	0,1473	0,1384	0,1296	0,1209
0,3	0,1733	0,1645	0,1558	0,1473	0,1389	0,1308	0,1229	0,1154
0,4	0,1589	0,1506	0,1426	0,1347	0,1272	0,1201	0,1135	0,1075
0,5	0,1410	0,1333	0,1259	0,1188	0,1123	0,1063	0,1022	0,0971
0,6	0,1440	0,1369	0,1301	0,1236	0,1174	0,1117	0,1066	0,1021
0,7	0,1641	0,1559	0,1480	0,1402	0,1326	0,1253	0,1183	0,1117
0,8	0,1785	0,1696	0,1608	0,1521	0,1435	0,1350	0,1267	0,1185
0,9	0,1877	0,1774	0,1690	0,1597	0,1504	0,1412	0,1320	0,1229
1,0	0,1920	0,1824	0,1728	0,1632	0,1536	0,1440	0,1345	0,1249
	0,1918	0,1822	0,1726	0,1631	0,1535	0,1439	0,1345	0,1248
	0,1875	0,1781	0,1688	0,1595	0,1503	0,1411	0,1319	0,1228

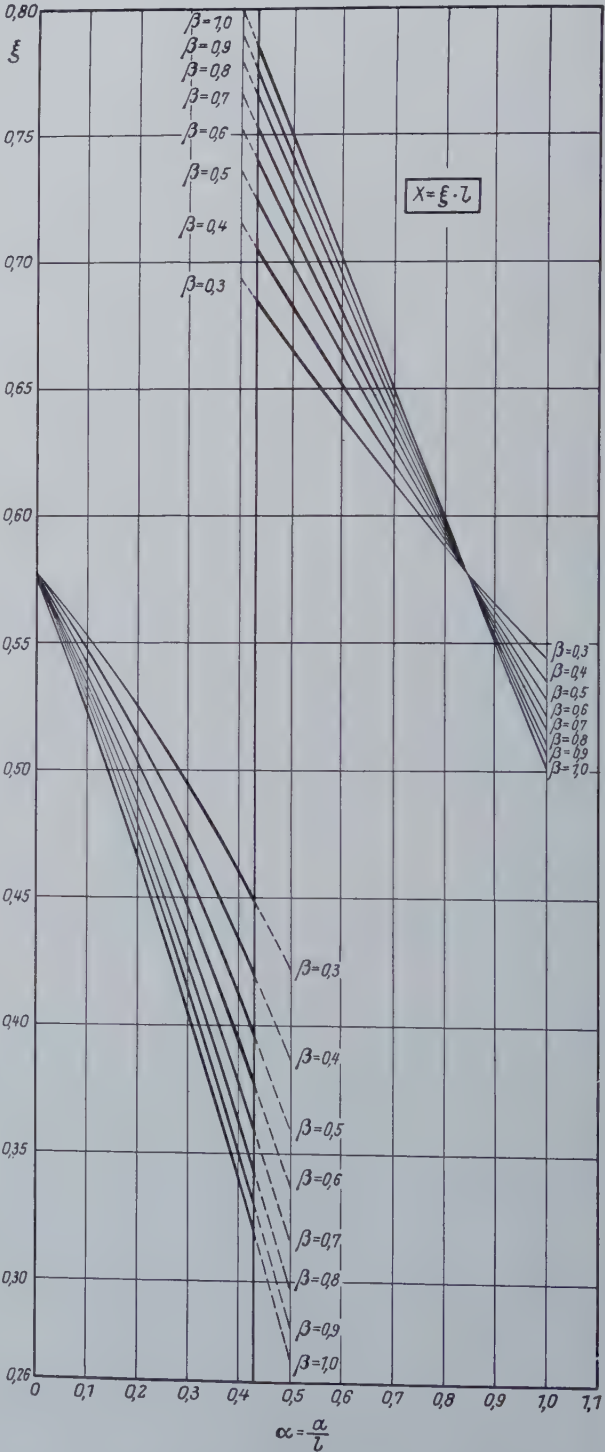


Bild 6. Zu Tafel 4 gehörende Kurvenschar



Das Ergebnis der Gleichung (18) und den größten Stützdruck kann man Bild 9 u. 10 und der Tabelle 7 u. 8 entnehmen.

Tafel 6.  $\bar{A}$ -Werte für Auflagerdruck Seitenstütze

$\beta$								
$\alpha$	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3
0,0	2,000	1,900	1,800	1,700	1,600	1,500	1,400	1,300
0,1	1,875	1,788	1,700	1,613	1,525	1,438	1,350	1,263
0,2	1,752	1,677	1,602	1,526	1,451	1,376	1,301	1,226
0,3	1,632	1,569	1,505	1,442	1,379	1,316	1,253	1,190
0,4	1,516	1,464	1,413	1,361	1,310	1,258	1,206	1,155
0,5	1,406	1,366	1,325	1,284	1,244	1,203	1,163	1,122
0,6	1,304	1,274	1,243	1,213	1,182	1,152	1,122	1,091
0,7	1,211	1,190	1,169	1,148	1,127	1,105	1,084	1,063
0,8	1,128	1,115	1,102	1,090	1,077	1,064	1,051	1,038
0,9	1,057	1,052	1,046	1,040	1,034	1,029	1,023	1,017
1,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000

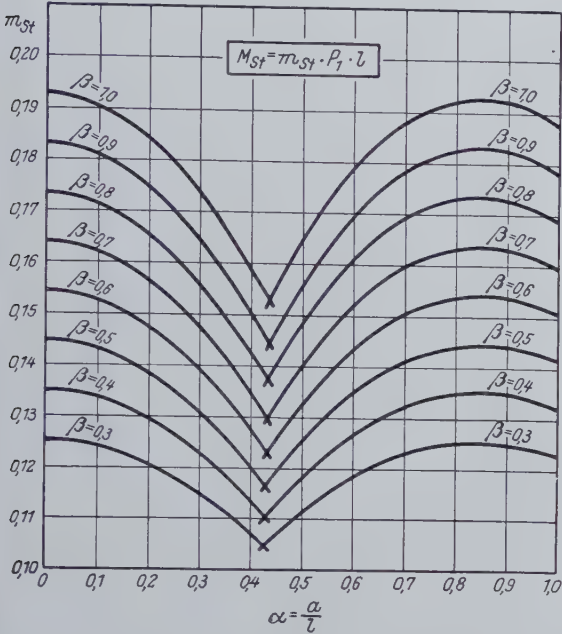


Bild 7. Zu Tafel 5 gehörende Kurvenschar

5. Beispiel für eine Drehkrananlage

Ein Greiferdrehkran weist in drei ausgezeichneten Auslegerstellungen folgende Raddrücke auf (s. Bild 11):

Rad	Auslegerstellung I	Auslegerstellung II	Auslegerstellung III
R 1	13,2	13,6	10,6
R 2	8,4	13,6	14,5
R 3	13,2	8,0	7,9
R 4	8,4	8,0	10,2
$\Sigma$	43,2	43,2	43,2

Der Radstand beträgt 4,20 m.

Der Kran fährt auf einer Kranbahn gemäß Bild 12. Der Stützenabstand ist durch die örtlichen Verhältnisse bedingt und beträgt 8,575 m und 12,5 m.

Tafel 7.  $\xi$ -Werte für Auflagerdruck Mittelstütze

$\beta$								
$\alpha$	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,1	0,950	0,953	0,956	0,959	0,963	0,967	0,972	0,977
0,2	0,900	0,906	0,912	0,919	0,926	0,935	0,945	0,956
0,3	0,850	0,859	0,868	0,879	0,891	0,904	0,919	0,936
0,4	0,800	0,812	0,825	0,840	0,856	0,874	0,894	0,917
0,5	0,750	0,765	0,782	0,801	0,822	0,845	0,871	0,899
0,6	0,700	0,719	0,740	0,764	0,790	0,818	0,849	0,883
0,7	0,650	0,673	0,699	0,728	0,759	0,793	0,830	0,869
0,8	0,600	0,628	0,659	0,693	0,730	0,770	0,813	0,857
0,9	0,550	0,583	0,620	0,660	0,703	0,749	0,798	0,848
1,0	0,500	0,539	0,583	0,629	0,680	0,732	0,786	0,841

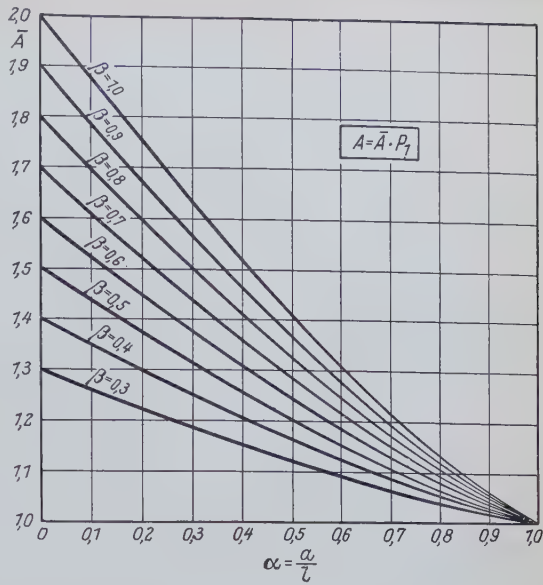


Bild 8. Zu Tafel 6 gehörende Kurvenschar

Tafel 8.  $\bar{B}$ -Werte für Auflagerdruck Mittelstütze

$\beta$								
$\alpha$	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3
0,0	2,000	1,900	1,800	1,700	1,600	1,500	1,400	1,300
0,1	1,993	1,893	1,793	1,694	1,595	1,495	1,396	1,297
0,2	1,971	1,873	1,774	1,676	1,578	1,481	1,384	1,282
0,3	1,936	1,839	1,743	1,647	1,552	1,458	1,364	1,271
0,4	1,888	1,794	1,696	1,608	1,516	1,427	1,337	1,250
0,5	1,828	1,737	1,647	1,559	1,472	1,387	1,304	1,223
0,6	1,757	1,670	1,584	1,501	1,419	1,341	1,265	1,192
0,7	1,675	1,593	1,512	1,429	1,359	1,288	1,220	1,157
0,8	1,584	1,506	1,431	1,360	1,292	1,229	1,171	1,119
0,9	1,484	1,411	1,343	1,278	1,219	1,166	1,119	1,078
1,0	1,375	1,309	1,247	1,191	1,141	1,098	1,063	1,035

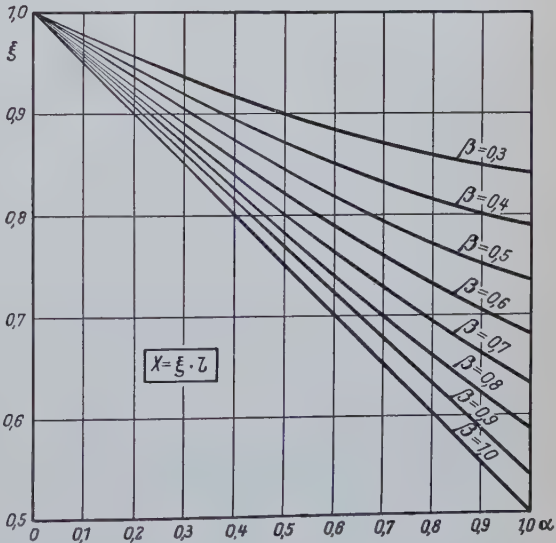


Bild 9. Zu Tafel 7 gehörende Kurvenschar

5.1 Bemessungsmomente  
Bereich 8,575:

$$\alpha = \frac{4,20}{8,575} = 0,49,$$

$$\beta_I = \frac{8,4}{13,2} = 0,635, \quad \beta_{II} = \frac{13,6}{13,6} = 1,0, \quad \beta_{III} = \frac{10,6}{14,5} = 0,732.$$

Maßgebend ist das Feldmoment mit folgenden  $m$ -Werten: (s. Bild 2 und 3)

$$m_I = 0,223, \quad m_{II} = 0,2355, \quad m_{III} = 0,226.$$



$$\begin{aligned} M_I &= 0,223 \cdot 13,2 \cdot 8,575 = 25,25 \text{ mt} \\ &\quad \text{bei } x_I = 0,376 \cdot 8,575 = 3,22 \text{ m,} \\ M_{II} &= 0,2355 \cdot 13,6 \cdot 8,575 = 27,45 \text{ mt} \\ &\quad \text{bei } x_{II} = 0,354 \cdot 8,575 = 3,03 \text{ m,} \\ M_{III} &= 0,226 \cdot 14,5 \cdot 8,575 = 28,10 \text{ mt} \\ &\quad \text{bei } x_{III} = 0,369 \cdot 8,575 = 3,16 \text{ m.} \end{aligned}$$

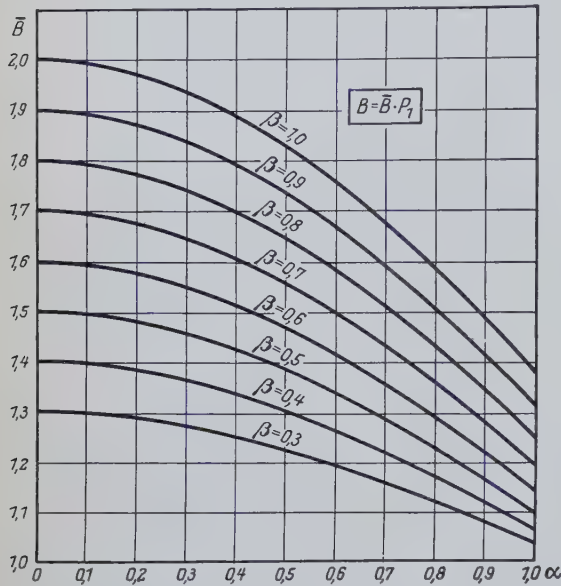


Bild 10. Zu Tafel 8 gehörende Kurvenschar

Der Kran gehört in Krangruppe III. Folglich müssen die Momente nach DIN 120 mit der Ausgleichszahl  $\psi = 1,4$  multipliziert werden. Unter Berücksichtigung des  $EG$  mit  $g = 0,220 \text{ t/m}$  gemäß Bild 4 erhält man folgende Momente:

$$\begin{aligned} M_I &= 1,4 \cdot 25,25 + 0,0703 \cdot 0,220 \cdot 8,575^2 = 36,5 \text{ mt,} \\ M_{II} &= 1,4 \cdot 27,45 + 0,0701 \cdot 0,220 \cdot 8,575^2 = 39,6 \text{ mt,} \\ M_{III} &= 1,4 \cdot 28,90 + 0,0703 \cdot 0,220 \cdot 8,575^2 = 41,6 \text{ mt.} \end{aligned}$$

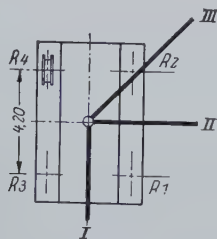


Bild 11. Systemskizze zu den drei Auslegerstellungen

Maßgebend für die Bemessung ist also Auslegerstellung III.

Bereich 12,50:  $\alpha = \frac{4,20}{12,50} = 0,336,$   
 $g = 0,350 \text{ t/m,}$

folgende  $m$ -Werte werden abgelesen (Bild 3):

$$m_I = 0,252, \quad m_{II} = 0,280, \quad m_{III} = 0,260,$$

woraus für

$$\begin{aligned} M_I &= 0,252 \cdot 13,2 = 33,3 \quad \text{bei } x_I = 0,388 \cdot 12,5 = 4,85 \text{ m,} \\ M_{II} &= 0,280 \cdot 13,6 = 38,0 \quad \text{bei } x_{II} = 0,371 \cdot 12,5 = 4,64 \text{ m,} \\ M_{III} &= 0,260 \cdot 14,5 = 37,7 \quad \text{bei } x_{III} = 0,383 \cdot 12,5 = 4,78 \text{ m folgt.} \end{aligned}$$

Man stellt fest, daß für diesen Trägerbereich Auslegerstellung II maßgebend ist, was von vornherein nicht zu übersehen war.

$$\text{Es wird } M_{II} = 1,4 \cdot 38,0 + 0,350 \cdot 0,0703 \cdot 12,50^2 = 57,0 \text{ mt.}$$

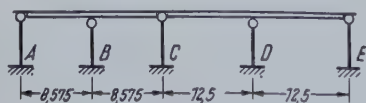


Bild 12. Statisches System für das Beispiel

## 5.2 Stützmente

Da die beiden Träger an der Stelle des Stützmomentes gestoßen werden, interessiert auch die Größe des Stützmomentes.

Bereich 8,575:

Aus Bild 7 erhält man bei

$$\alpha = 0,49 \text{ und } \beta_I = 0,635, \beta_{II} = 1,0, \beta_{III} = 0,732$$

folgende  $m_{St}$ -Werte:

$$m_I = 0,135, \quad m_{II} = 0,163, \quad m_{III} = 0,143$$

$$M_I = 0,135 \cdot 13,2 \cdot 8,575 = 15,3 \text{ mt,}$$

$$M_{II} = 0,163 \cdot 13,6 \cdot 8,575 = 19,0 \text{ mt,}$$

$$M_{III} = 0,143 \cdot 14,5 \cdot 8,575 = 17,8 \text{ mt.}$$

Maßgebend ist also Auslegerstellung II mit

$$M_{II} = 1,4 \cdot 19,0 + 0,220 \cdot \frac{8,575^2}{8} = 28,6 \text{ mt.}$$

Die Radlasten befinden sich links und rechts von der Stütze.

Bereich 12,50:

$$\alpha = 0,336; \quad \beta\text{-Werte wie bei 8,575.}$$

$$m_I = 0,138, \quad m_{II} = 0,169, \quad m_{III} = 0,146$$

$$M_I = 0,138 \cdot 13,2 \cdot 12,5 = 22,8 \text{ mt,}$$

$$M_{II} = 0,169 \cdot 13,6 \cdot 12,5 = 28,7 \text{ mt,}$$

$$M_{III} = 0,146 \cdot 14,5 \cdot 12,5 = 26,4 \text{ mt.}$$

Maßgebend ist wieder Auslegerstellung II mit

$$M_{II} = 1,4 \cdot 28,7 + 0,350 \cdot \frac{12,50^2}{8} = 46,9 \text{ mt.}$$

Die Radlasten befinden sich auf einer Stützenseite.

## 5.3 Stützendrücke

Stütze A:  $\alpha = 0,49, \beta_I = 0,635, \beta_{II} = 1,0, \beta_{III} = 0,732.$

Aus Bild 8 folgt:

$$\bar{A}_I = 1,265, \quad \bar{A}_{II} = 1,417, \quad \bar{A}_{III} = 1,321,$$

$$A_I = 1,265 \cdot 13,2 = 16,7 \text{ t,}$$

$$A_{II} = 1,417 \cdot 13,6 = 19,3 \text{ t,}$$

$$A_{III} = 1,321 \cdot 14,5 = 19,2 \text{ t.}$$

Maßgebend ist Stellung II mit

$$A_{II} = 1,4 \cdot 19,3 + \frac{3}{8} \cdot 0,220 \cdot 8,575 = 27,7 \text{ to.}$$

Stütze B: Aus Bild 10 folgt:

$$\bar{B}_I = 1,507, \quad \bar{B}_{II} = 1,834, \quad \bar{B}_{III} = 1,595.$$

$$B_I = 1,507 \cdot 13,2 = 19,9 \text{ t,}$$

$$B_{II} = 1,834 \cdot 13,6 = 25,0 \text{ t,}$$

$$B_{III} = 1,595 \cdot 14,5 = 23,1 \text{ t.}$$

Für  $B_{\max}$  folgt:

$$B_{II} = 1,4 \cdot 25,0 + 1,25 \cdot 0,220 \cdot 8,575 = 37,4 \text{ t.}$$

Stütze D:  $\alpha = 0,336, \beta_I = 0,635, \beta_{II} = 1,0, \beta_{III} = 0,732.$

Aus Bild 10 folgt:

$$\bar{D}_I = 1,572, \quad \bar{D}_{II} = 1,919, \quad \bar{D}_{III} = 1,663.$$

$$D_I = 1,572 \cdot 13,2 = 20,8,$$

$$D_{II} = 1,919 \cdot 13,6 = 26,1,$$

$$D_{III} = 1,663 \cdot 14,5 = 24,1.$$

Für  $D_{\max}$  folgt:

$$D_{II} = 1,4 \cdot 26,1 + 1,25 \cdot 0,350 \cdot 12,5 = 42,0 \text{ t.}$$

## 6. Zusammenfassung

Mittels der vorstehenden Diagramme lassen sich die für den statischen Nachweis erforderlichen Momente und Stützdrukke für zwei ungleich große Einzellasten sofort bestimmen. Bei wechselnden Radrücken läßt sich die maßgebende Auslegerstellung leicht ermitteln. Ferner kann man mit Hilfe der Diagramme den günstigsten Stützenabstand ohne Schwierigkeit festlegen, um ein bestimmtes Kranbahnprofil statisch voll auszunutzen.



## Oberirdische Hochdruck-Gasbehälter

### Erläuterung zur Neufassung von DIN 3396

Von Hans Geilenkeuser

DK 621.642.39 : 662.764 Oberirdische Hochdruck-Gasbehälter

Die Neubearbeitung des DIN-Blattes 3396 wurde notwendig, da die in dem aus dem Jahre 1933 stammenden alten DIN-Blatt 3396 angegebenen Baugrundsätze, insbesondere die Berechnungsrichtlinien, nicht mehr dem Stande der Technik entsprachen.

Es galt vor allen Dingen, die neuen Erkenntnisse der Festigkeitslehre anzuwenden und die Berechnung, die von der Bruchfestigkeit der Werkstoffe ausging, auf die Streckgrenze umzustellen. Hierdurch wurde eine wirtschaftlichere Bauweise und eine bessere Beurteilung der tatsächlich vorhandenen Sicherheit des Bauwerkes möglich (vgl. auch Änderung von DIN 2413) [1].

Die Arbeiten an dem neuen DIN-Blatt wurden im Jahre 1952 aufgenommen und im Jahre 1957 abgeschlossen.

Im folgenden sollen zu den einzelnen Punkten des DIN-Blattes Erläuterungen gegeben werden, und zwar einmal, um die Entscheidungen des Ausschusses verständlich zu machen, dann aber auch, um Auslegungen des Blattes bei besonderen Verhältnissen zu erleichtern.

#### 1. Geltungsbereich (Ziffer 1)

Auf Wunsch der chemischen Industrie wurde das Blatt beschränkt auf Behälter für Gase, „die der Gasversorgung dienen“. Dies erwies sich auch als notwendig, da die Gründe, die in diesem Normblatt zur Festlegung der Sicherheitsbeiwerte führten, nur für solche Gase und für Behälter mit verhältnismäßig dünner Wanddicke gelten. Das Verhältnis Außendurchmesser zu Innendurchmesser bleibt bei diesen Behältern immer kleiner als 1,1, ja sogar meist kleiner als 1,05.

Für die Dichte der Gase wurde als Begrenzung nach oben das Verhältnis 0,9 zu Luft in das Blatt aufgenommen, da neuerdings auch durch Sonderverfahren hergestellte Gase, wie Spaltgase, Mischgase usw., an Bedeutung gewinnen. Das soll nicht heißen, daß nicht auch Gase mit einem höheren Dichteverhältnis in solchen Behältern gespeichert werden können, es muß allerdings in solchen Fällen dem Schutz der Umgebung vor den schweren Gasen besondere Aufmerksamkeit geschenkt werden.

#### 2. Bauarten (Ziffer 2)

Zylindrische Behälter werden häufig in Batterien zusammengefaßt. Bei kleinen Abmessungen können sie wirtschaftlich sein, da sie dann in der Werkstatt fertiggestellt werden können. Solche Behälter können auch liegend übereinander angeordnet werden. Gruppen gleicher Einzelbehälter können als Einheit behandelt werden (siehe hierzu Ziff. 3.4; 5.2; 9.35).

Es sind auch „ähnliche Bauarten“ erwähnt. Damit sind Behälter gemeint, wie sie z. B. in den USA in Form von Elipsoiden erstellt werden.

#### 3. Standort (Ziffer 3)

Es sind hier Abstandsmaße zu Straßen, Bahnen usw. angegeben, die bei Wahl des Standortes berücksichtigt werden sollten. Bei Festlegen dieser Maße ging man von der Gefährdung aus, die der Behälter durch fremde Verkehrseinrichtungen oder sonstige Anlagen erfahren kann. Es sind im übrigen die gleichen Maße, die auch bei Niederdruck-Gasbehältern empfohlen werden. Bei Beurteilung besonderer Verhältnisse ist zu bedenken, daß Hochdruck-Gasbehälter an sich betriebssicherer sind als Niederdruck-Gasbehälter. Infolge des Betriebsdruckes ist die Bildung explosibler Gemische im Behälter nicht möglich. Auch gewährleistet die völlig geschlossene Ausführung des Behälters von vornherein schon Sicherheit gegen das Austreten des Behälterinhaltes.

In einer Fußnote ist hier das Bundesfernstraßengesetz als zu beachten erwähnt. Daß hier nicht Landesgesetze erwähnt sind, ist lediglich darauf zurückzuführen, daß z. Z. der Drucklegung solche noch nicht in Kraft waren.

Es muß ausdrücklich darauf hingewiesen werden, daß die angegebenen Abstände nur Richtzahlen sein sollen. Es ist z. B. sehr gut möglich, daß der Abstand zu einer öffentlichen Bahn verringert wird, wenn diese z. B. in einem Einschnitt fährt und der Behälter am Rande dieses Einschnittes errichtet werden soll. Die Gefährdung

des Behälters durch entgleisende Wagen ist ja in einem solchen Falle nicht möglich. Es versteht sich von selbst, daß werkseigene Anlagen, die bestimmte Sicherheitsabstände erfordern, bei Wahl des Standortes ebenfalls berücksichtigt werden müssen.

Außer durch Sicherheitsabstände ist die Wahl des Behälterstandortes durch die Freizone betroffen. Sie soll die ungestörte Überwachung und erforderliche Sicherheitsmaßnahmen in jedem Falle sicherstellen. Die Freizone soll daher gut zugänglich sein.

#### 4. Berechnung der Behälterwanddicke und Werkstoffe (Ziffer 4.11 bis 4.14)

Es sind hier alle normalen Werkstoffe aufgeführt, die nach technischen Erwägungen für den Bau solcher Behälter verwendet werden können, und zwar auch solche Werkstoffe, die man aus wirtschaftlichen Gründen normalerweise nicht verwenden wird. Es sollte dadurch erreicht werden, daß auf etwa vorhandene Lagerbestände zurückgegriffen werden kann oder Beschaffungsschwierigkeiten umgangen werden können. Die verschiedenen auf dem Markt befindlichen Feinkornstähle sind nicht besonders erwähnt. Sie können aber in der Regel unter dem Stahl St 52.3 eingereiht werden, so daß eine besondere Eignungsprüfung (Ziffer 4.112) hierfür entfallen kann.

Von besonderer Bedeutung ist der Hinweis auf die Versprödungsneigung einiger zugelassener Stähle (Ziff. 4.114). Versuche haben nämlich ergeben, daß bei besonders rascher Entleerung infolge der Expansionskälte Temperaturen in den Behälterwandungen auftreten können, die zwischen der Gastemperatur und der Lufttemperatur liegen. Niedrige Wandtemperaturen können besonders bei solchen Behältern auftreten, die einen relativ hohen Betriebsdruck haben, schnell entleert werden müssen und infolge ihrer Lage im Gelände Witterungseinflüssen stark ausgesetzt sind [2]. Solche Behälter sollte man deshalb aus Stählen erstellen, die auch bei tiefen Temperaturen noch eine genügend hohe Kerbzähigkeit aufweisen (die meistverwendeten Feinkornstähle besitzen diese Eigenschaften von Natur aus).

Für den allgemeinen Stahlbau ergeben sich die zugelassenen Stahlsorten in erster Linie aus DIN 1050 und DIN 4100. Für Hochdruck-Gasbehälter sind auch bei den reinen Unterstützungskonstruktionen grundsätzlich die gleichen Werkstoffe zulässig wie für den eigentlichen Druckbehälter. Die zulässigen Spannungen sind bei Stählen, die in DIN 1050 und DIN 4100 nicht aufgeführt sind, entsprechend Ziff. 4.22 zu ermitteln (vgl. Ziffer 4.114; siehe hierzu auch die Erläuterungen zu Ziff. 4.2 weiter unten).

Bei einem oberirdischen Behälter haben wir ein Bauwerk vor uns, dessen wesentliche Bestandteile hauptsächlich vom Gasdruck her beansprucht werden. Die Beanspruchungen, die sich aus dem Eigengewicht und der Überleitung dieses Eigengewichts in die Stützen ergeben, sind sehr gering gegenüber den Beanspruchungen aus dem Innendruck.

Grundsätzlich erfolgt daher die Dimensionierung der Behälterwand nach dem Innendruck (Ziffer 4.13). Die Beanspruchung aus Eigen- und Zusatzgewicht und aus der Überleitung dieser Gewichte in die Stützen wurde durch eine Erhöhung des Sicherheitsbeiwertes erfaßt. Während im Druckbehälterbau (AD-Merkblatt B 1) bei nahtlosen und stumpfgeschweißten Schüssen normalerweise nur ein Sicherheitsbeiwert von 1,5 erforderlich ist, wurde hier für die Berechnung des Behältermantels ein Sicherheitsbeiwert von 1,8 vorgeesehen.

Die Erhöhung des Sicherheitsbeiwertes auf 1,8 wurde aus zwei Gründen vorgenommen. Einmal mußte man die zusätzlichen Beanspruchungen aus Eigen- und Zusatzgewicht, die ja über die Behälterwand in die Stützen eingeleitet werden müssen, erfassen. Man hielt hierfür einen Zuschlag von 5 % zu den auftretenden Normalspannungen für ausreichend, und zwar auf Grund von Berechnungen und Messungen der Baufirmen an bereits ausgeführten oder in der Ausführung begriffenen Behältern. Die Untersuchungen von Herrn Prof. Dr.-Ing. Ebner [3] an dem Kugelgasbehälter Köln-Mül-



heim haben ergeben, daß dort die aus einem normalen Stützpunkt resultierenden maximalen Beanspruchungen etwa 3 % der beim Prüfdruck auftretenden Normalspannungen der Kugel ausmachen. Eine Erhöhung des Sicherheitsbeiwertes von 1,5 auf 1,55 oder mit Rücksicht auf sonstige Zusatzlasten auf rund gerechnet 1,6 hätte also hier vollkommen genügt, um die zusätzlich auftretenden Spannungen zu berücksichtigen. Eine Berücksichtigung etwaiger Dehnungsbehinderungen an den Pratzen oder am Mannloch oder auch von Ungenauigkeiten der Behälterbleche wurden nicht für erforderlich gehalten, da die hierbei möglicherweise auftretenden zusätzlichen Spannungen bereits bei der Vornahme der Druckprobe so weit abgebaut werden, daß die Beanspruchungen hierdurch im Betrieb des Behälters immer im elastischen Bereich liegen.

Die weitere Erhöhung des Sicherheitsbeiwertes auf 1,8 wurde aus einem anderen Grunde, und zwar mit Rücksicht auf die mögliche Gefahr der Spannungskorrosion, vorgenommen. Bekanntlich sind an Hochdruck-Gasflaschen durch Spannungskorrosionen Brüche aufgetreten. Demgegenüber wurden allerdings an hochbeanspruchten Ferngasleitungen und sonstigen Gasbehältern Spannungskorrosionen noch nicht beobachtet. Das Eintreten der Spannungskorrosion hängt daher sicher nicht nur von der Materialbeanspruchung, sondern auch von sonstigen Bedingungen wie Cyangehalt, Wassergehalt usw. ab. Auf Grund der bisherigen Erfahrungen kann man nun aber nicht mit Sicherheit behaupten, daß an Hochdruck-Gasbehältern Spannungskorrosionen unmöglich sind. Deshalb entschloß man sich, vorerst den Sicherheitsbeiwert weiter auf 1,8 zu erhöhen. Man hätte ebensogut für die Berechnung eine Höchstspannung einsetzen können, die nicht überschritten werden durfte. Forschungen von Buchholtz und Pusch hatten nämlich ergeben, daß für den Eintritt des Rißbeginnes die Höhe der absoluten Beanspruchung des Werkstoffes maßgebend ist [4]. Trotzdem entschloß man sich aber zur Erhöhung des Sicherheitsbeiwertes, da bei den zur Verwendung vorgeschlagenen Stählen die als zumutbar erachtete Spannung dann auch eingehalten wird und so auch bei Stählen mit niedrigen Streckgrenzen eine höhere Sicherheit erreicht wird. Gleichzeitig entschloß man sich, in jeden Behälter Proben für die Untersuchung des Eintrittes der Spannungskorrosion einzubauen. Sollte sich aus den Untersuchungen dieser Proben später ergeben, daß unter den gegebenen Betriebsverhältnissen bei Hochdruck-Gasbehältern mit Spannungskorrosionen nicht gerechnet werden muß, so könnte man dann an eine Herabsetzung des Sicherheitsbeiwertes denken.

Bevor die Frage der Spannungskorrosionen nicht eindeutig durch die Erfahrung geklärt ist, sollte man jedenfalls Stähle mit noch höherer Streckgrenze als sie im Normblatt vorgesehen sind, nicht verwenden. Bei solchen Stählen könnten sich auch bei Anwendung eines Sicherheitsbeiwertes von 1,8 Materialbeanspruchungen ergeben, bei denen nach den Erfahrungen mit Hochdruck-Gasflaschen mit Spannungskorrosionen gerechnet werden muß. Dies wäre bei der Eignungsprüfung nach Ziff. 4.112 zu beachten.

Für die Berechnung ist wesentlich der Festigkeitskennwert des Werkstoffes ( $K$ ). Hierbei handelt es sich in der Regel um die gewährleistete Streckgrenze.

Die Wertigkeit der Schweißnähte beträgt bei geschweißten Stumpfnahten nach dem Normblatt 0,8. Eine Höherbewertung bis 1,0 ist unter gewissen Voraussetzungen möglich (Ziffer 4.13) und auch empfehlenswert. Bei großen Behältern dürfte es nämlich ratsam sein, die dazu erforderlichen Aufwendungen zu machen, da der wirtschaftliche Gewinn erheblich sein kann. Bedenkt man, daß im allgemeinen eine zerstörungsfreie Prüfung der Schweißnähte (Ziffer 8.2) ausgeführt werden muß, so dürfte die Höherbewertung bei der für solche Behälter ohnehin notwendigen erstklassigen Schweißung kaum zusätzliche Kosten erfordern.

In Ziffer 4.14 des Blattes ist darauf hingewiesen, daß die Ausschnittsränder von Mannlöchern ausreichend zu verstärken sind. Mit dem Wort „ausreichend“ soll angedeutet werden, daß die Ausschnittsränder so weit zu verstärken sind, daß von den Mannlöchern aus kein Einfluß auf die Berechnung der Behälterwand ausgehen kann und soll. Selbstverständlich ist dann damit zu rechnen, daß an diesen Mannlöchern Dehnungsbehinderungen auftreten. Hierdurch treten zwar Zusatzspannungen auf, die aber ebenso wie die Zusatzspannungen an den Pratzen bei der Druckprüfung so weit abgebaut werden, daß sie im Betrieb immer im elastischen Bereich liegen.

## 5. Schweißarbeiten (Ziffer 4.15)

Von der Vorbereitung, Ausführung und Nachbehandlung sowie der Prüfung der Schweißnähte ist die Betriebssicherheit des Hochdruck-Gasbehälters in hohem Maße abhängig. Schweißarbeiten dürfen deshalb nur von Firmen ausgeführt werden, die den Bedingungen der AD-Merkblätter H 1 und H 2 entsprechen.

Hinsichtlich der Schweißzusatzwerkstoffe wird nicht nur die Abstimmung auf den Grundwerkstoff (z. B. nach DIN 1913 für die Elektroden), sondern auch die Sicherheit bei Betriebsbedingungen gefordert. Dadurch werden Elektroden, die auf Grund ihres Umhüllungscharakters weniger alterungsbeständige Schweißnähte ergeben, oder in der Kälte keine ausreichenden Kerbzähigkeitswerte aufweisen, von vornherein als unzulässig zu betrachten sein. Da bei großen Behältern ein Normalglühen der Schweißnähte nicht durchführbar ist, ergeben sich auch von dort her besondere Anforderungen an die Schweißzusatzstoffe.

Bei Wandsdicken unterhalb 30 mm erschien es gerechtfertigt, falls gewisse Analysengrenzen eingehalten werden, auf eine Wärmebehandlung zu verzichten. Bei Wandsdicken über 30 mm bis 40 mm soll aber in jedem Falle durch Anwendung des Niedrigtemperaturentspannungsverfahrens der Behälter ausreichend entspannt werden. Hierüber ist im Anhang des Normblattes Näheres gesagt. Das Niedrigtemperaturentspannungsverfahren ist praktisch für alle Behälterabmessungen anwendbar.

Durch die Begrenzung der Wandsdicken auf 40 mm und die Analysengrenzen ist die Möglichkeit des Baues immer größerer Behälter eingengt. Je größer man den Behälter in seinen Abmessungen macht, um so geringer wird der anwendbare Betriebsdruck, so daß dem Behälterbau schon hierdurch wirtschaftliche Grenzen gesetzt sind.

## 6. Konstruktion und Fertigung (Ziffer 4.16)

Es ist selbstverständlich, daß Konstruktion und Fertigung des Behälters dem Stande der Technik entsprechen müssen. Das Normblatt gibt deswegen dazu auch nur kurze Einzelrichtlinien. So wird der Sphärenschnitt zwecks Vermeidung von Kaltverformung unter sagt, und es werden, um bei Inbetriebnahme des Behälters Irrtümer auszuschließen, getrennte Behälterstützen für In- und Außerbetriebnahme gefordert. Dies bedeutet nicht, daß etwa die Eingangs- und Ausgangsleitungen nicht zusammengefaßt werden dürften. Dies ist selbstverständlich möglich, wenn dafür Sorge getragen wird, daß die in der Eingangsleitung vorgeschriebenen Sicherheitseinrichtungen unter allen Umständen bei Einleitung des Gases durchströmt werden.

## 7. Berechnung und Ausführung aller tragenden Bauteile (Ziffer 4.2)

Die in den Richtlinien erfaßten Hochdruck-Gasbehälter unterliegen selbstverständlich den für den Stahlhochbau geltenden Vorschriften und müssen auch ebenso wie Hochbauten geprüft werden. Auf die Anwendung von DIN 1050 und DIN 4100 und einiger anderer Normen ist daher in Ziffer 4.21 ausdrücklich hingewiesen. Da aber mit Rücksicht auf die Verwendung gleichartiger Werkstoffe an Behältern und Stützen, was zweckmäßig sein kann, auch andere Werkstoffe verwendet werden können als im Stahlhochbau üblich, legt Ziffer 4.22 ausdrücklich fest, wie dann die zusätzlichen Spannungen zu ermitteln sind. Der für Stahlhochbauten durchzuführende statische Nachweis entbindet jedoch nicht von der Verpflichtung, auf jeden Fall die Dimensionierung der Behälterwand in Übereinstimmung mit Abschnitt 4.1 der Norm vorzunehmen. Von besonderer Bedeutung ist dabei die Vorschrift der Ziffer 4.23, daß die durch den Innendruck und das Einleiten der Stützkkräfte verursachte Gesamtbeanspruchung der Behälterwand in den Grenzen der für den Stahlhochbau geltenden Vorschriften bleibt. Auf diese Frage wurde bereits bei Behandlung des Sicherheitsfaktors 1,8 hingewiesen. Der Stahlbau verlangt für den Lastfall „Haupt- und Zusatzlast“ einen Sicherheitsbeiwert von 1,5. Das ist derselbe Sicherheitsbeiwert, der auch bei der Berechnung von Behältern gegen Innendruck laut AD-Merkblatt B 1 verlangt wird. Es besteht daher auch vom Stahlbau aus gesehen sehr wohl die Möglichkeit, den Sicherheitsbeiwert von 1,8 später herabzusetzen, falls sich bei Untersuchung der Korrosionsproben (Ziffer 9.3) tatsächlich ergibt, daß mit Spannungskorrosion nicht zu rechnen ist.



Zur Zeit kann zusammenfassend jedenfalls gesagt werden, daß die Baugrundsätze des Normblattes DIN 3396 für Hochdruck-Gasbehälter von vornherein schärfere Bedingungen aufstellen als sonst bei Hochbauwerken aus Stahl gefordert werden.

### 3. Sicherheitseinrichtungen (Ziffer 5)

Zur Feststellung, welche Sicherheitseinrichtungen am Behälter angebracht werden müssen, ist zunächst wichtig, zu prüfen, ob über die Gaseingangsleitung überhaupt ein höherer Druck im Behälter wirksam werden kann als der maximal zulässige Betriebsdruck. Kann der Druck in der Eingangsleitung nicht höher ansteigen als der zulässige Betriebsdruck des Behälters, so können eine Reihe von Sicherheitseinrichtungen wegfallen. Dies ist z. B. der Fall, wenn der für den Behälter vorgesehene Druck durch eine besondere Verlichteranlage, die auf den Maximalbetriebsdruck des Behälters eingestellt ist, erzeugt wird, oder wenn der Behälter an einer Ferngasleitung betrieben wird, deren Druck ohnehin nicht über den Behälterdruck ansteigen kann. (Dies müßte allerdings von der Zuliefergesellschaft bestätigt werden.) Ist mit der Möglichkeit eines erhöhten Gasdruckes vom Eingang aus nicht zu rechnen, so können selbstverständlich Sicherheitsabsperrventil, Druckregler und Drosselblende der Eingangsleitung fortfallen.

Besondere Aufmerksamkeit ist den Sicherheitsabblaseventilen zu schenken. Es sind hier zwei in ihrer Wirkung voneinander unabhängige Sicherheitsabblaseventile vorgeschrieben, damit bei Ausbau eines Ventiles auf jeden Fall das andere Ventil wirksam bleibt. Die Betriebsleitung muß diesem Punkt besondere Aufmerksamkeit schenken, damit bei unbeabsichtigten Druckerhöhungen, z. B. durch Wärmeeinstrahlung, auf jeden Fall ein Sicherheitsventil betriebsfähig ist. Narrensicher ist die Anordnung der Sicherheits-Abblaseventile über ein Wechselventil, aber nur solange dieses nicht selbst schadhafte wird.

### 9. Erstmalige Prüfung (Ziffer 8)

In Deutschland ist es im allgemeinen üblich, Behälter einer Wasserdrukprüfung mit dem 1,3fachen Betriebsdruck zu unterziehen. Diese Prüfung gilt als Festigkeitsprüfung. Eine solche Wasserdrukprüfung ist natürlich bei oberirdischen Kugelbehältern nicht möglich, da durch das Wassergewicht, das dann vom Behälter und seiner Stützkonstruktion aufgenommen werden müßte, die Konstruktion solcher Behälter überhaupt unmöglich gemacht wird. Man hat daher diese Wasserdrukprüfung durch die 100%ige zerstörungsfreie Prüfung der Schweißnähte ersetzt. Dies war möglich, da ja nach Prüfung und Abnahme der Bleche (Ziffer 4.12) Fehler nur noch an den Schweißnähten auftreten können. Da die zerstörungsfreie Prüfung überdies, wie schon oben erwähnt, auch die Höher-

bewertung der Schweißnähte ermöglicht, ist die Forderung, sämtliche Schweißnähte zu prüfen, gewiß nicht als unbillig zu betrachten. Diese Forderung erschien auch mit Rücksicht auf die Sicherheit des Bauwerkes unabdingbar zu sein.

Bei der Dichtheitsprüfung wird empfohlen, den Prüfdruck, der ja mindestens dem 1,1fachen Betriebsdruck entsprechen muß, so hoch zu wählen, daß bei einer späteren Herabsetzung des Sicherheitsbeiwertes etwa auf 1,6 einer Erhöhung des Betriebsdruckes nichts entgegensteht. Festigkeitsmäßig bestehen hiergegen keine Bedenken, im Gegenteil, die Erhöhung des Prüfdruckes hat den Vorteil, daß im Behälter vorhandene nicht wiederkehrende Spannungen in größerem Umfange abgebaut werden.

### 10. Betrieb und Überwachung (Ziffer 9)

Die Richtlinien für Betrieb und Überwachung (vgl. [5]) wurden sehr eingehend ausgearbeitet, es ist diesen kaum etwas hinzuzufügen. Die hier vorgesehene Prüfung auf Spannungskorrosion sollte gewissenhaft durchgeführt werden, zumal es im Interesse des Betreibers liegt, eventuell später den Betriebsdruck des Behälters erhöhen zu können. Es ist vorgeschrieben (Ziffer 9.31), daß die Korrosionsproben im unteren Teil des Behälters eingebracht werden müssen. Damit ist ganz klar gesagt, daß sie nicht etwa in Eingangsleitungen oder in besonderen Kammern untergebracht werden dürfen. Sinn dieser Proben ist, den Zustand im Behälter selbst zu überprüfen. In den Leitungen, aber auch in besonderen Kammern, herrschen andere Verhältnisse, die nicht unbedingt mit den Verhältnissen im Behälter übereinstimmen müssen. Solche Kammern kann man z. B. absperrbar einrichten, wodurch keineswegs mehr die Gewähr gegeben ist, daß dort die Verhältnisse dieselben sind wie im Behälter.

Es ist selbstverständlich, daß sämtliche Prüfungen durch anerkannte Sachverständige durchgeführt werden müssen. Ratsam ist es, den Hersteller des Behälters hinzuzuziehen.

#### Schrifttum

- [1] Class, Jamm u. Weber: Berechnung der Wanddicke von innen beanspruchten Stahlrohren. Erläuterungen zu DIN 2413. VDI-Zeitschrift 97 (1955), H. 1 S. 159.
- [2] Naendorf u. Koch: Über den Einfluß einer kurzfristigen starken Gasentnahme aus Kugelgasbehältern auf die Behälterwandtemperatur. Gaswärme VI (197), H. 6, S. 211.
- [3] Ebner: Dehnungsmessungen an einem Kugelgasbehälter in Köln-Mülheim. Techn. Mitteilungen aus dem Dampfkessel-, Behälter- und Rohrleitungsbau, Oktober 1957.
- [4] Bucholtz u. Pusch: Beitrag zur transkristallinen Spannungsrißkorrosion von Stahl. Stahl und Eisen 62 (1942), H. 2, S. 21/30.
- [5] Schuster, Naendorf u. Koch: Inbetriebnahme von Kugelgasbehältern. Gaswärme V (1956), H. 3, S. 58/74.

## Die Brücke über die Straße von Mackinac, USA

Von Dr.-Ing. Frank Schwarz, Holland, Michigan, USA

DK 624.5 Hängebrücken

### 1. Einleitung

Am 1. November 1957 wurde die längste Hängebrücke der Welt dem Verkehr übergeben. Die etwa 6 km lange Anlage überspannt die Mackinac-Straße zwischen dem Michigan- und Huron-See in den Vereinigten Staaten. Wie aus der Übersichtszeichnung (Bild 1 und 2) ersichtlich, ist die Lage dieser Brücke recht eigenartig. Sie erhebt ihre 168 m hohen Pylone in einer flachen, spärlich besiedelten Gegend, fern von Großstädten und Industriezentren. Die nächsten Großstädte (Chicago und Detroit) sind 600 km weiter südlich.

Trotzdem erwartet man einen jährlichen Verkehr von rund zwei Millionen Fahrzeugen, die eine Gebühr von \$ 3.25 pro Wagen (und entsprechend höhere Zölle für Lastwagen) zahlen werden. Auf diesen geprüften Verkehrsschätzungen hat man die Finanzierung der 100 Millionen \$ gegründet, die für den Bau erforderlich waren.

Die neue Brücke stellt nämlich die kürzeste und bequemste Verbindung dar zwischen den industriereichen Staaten an den Ufern der großen Seen (Ohio, Indiana, Michigan) und den Staaten des Westens (Wisconsin, Minnesota, North Dakota usw.). Außerdem liegt die Mackinac-Straße in unmittelbarer Nähe der kanadischen Grenze im Herzen der Provinz Ontario, welche seit dem letzten Weltkrieg in einem ungeahnten wirtschaftlichen Aufschwung begriffen ist. Die Mineralschätze und Neuansiedlung von Immigranten

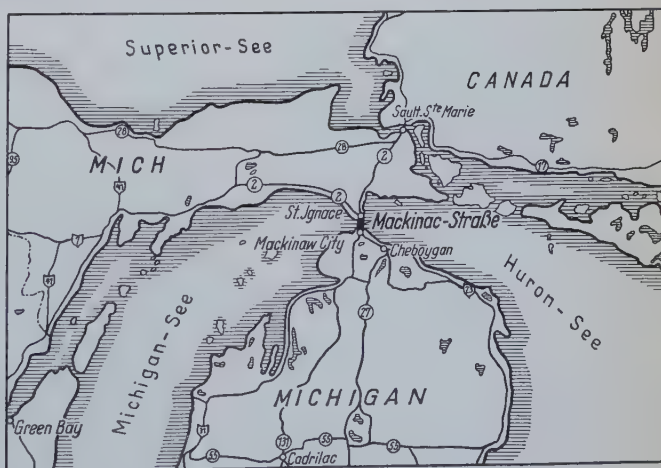


Bild 1. Geographische Lage der Mackinac-Straße in Michigan (USA)

haben die Errichtung zahlreicher neuer Industrien hervorgebracht, für welche die neue Brücke eine willkommene Verbindung zu den Vereinigten Staaten herstellen wird.





Bild 2. Die Mackinac-Brücke in Dr. Steinmanns Original-Entwurf

Zwischen den zwei kleinen Städten Mackinac-City und Saint Ignace bestand schon seit vielen Jahren eine staatliche Fähre für Straßenfahrzeuge, während die privaten Eisenbahnen ihre eigenen Trajektschiffe benutzten. Anfang der Jagdsaison bildeten sich an den Zugängen der Fähren bis zu 25 km lange Wagenkolonnen, die unglaubliche Wartezeiten, bis zu 16 Stunden, erforderten.

Als Ergebnis der eingehenden technischen und finanziellen Vorstudien, die die zu diesem Zweck 1950 gegründete Gesellschaft „Mackinac Bridge Authority“ anstellte, wurde im Januar 1953 die endgültige Projektierung Dr. Steinmann und Dipl.-Ing. Woodruff übertragen. Die Finanzierung gestattete jedoch erst 1954 mit den eigentlichen Bauarbeiten zu beginnen.

Die Brücke wurde trotz vieler technischer und klimatischer Schwierigkeiten programmgemäß am 1. November 1957 dem Verkehr übergeben. Auf diesen Termin waren auch die erwarteten ersten Einnahmen berechnet worden.

## 2. Allgemeine Beschreibung und Gründung

Wie aus Bild 3 ersichtlich, besteht die Mackinac-Brücke aus drei baulich getrennten Teilen: die südliche Auffahrt von 1735 m Länge, bestehend aus 16 Stahlfachwerkträgern auf Betonpfeilern; es folgt die eigentliche Hängebrücke, die sich von Verankerung zu Ver-

ankerung 2627 m erstreckt, mit einer mittleren Öffnung von 1158 m zwischen den zwei Haupttürmen, und schließlich die 1100 m lange nördliche Auffahrt (zwölf Fachwerkträger auf Betonpfeilern), die auf einen schon früher errichteten alten Damm übergeht.

Die freie Höhe der Brücke beträgt 46 m über normalem Wasser-niveau, so daß die größten Frachtschiffe ungehindert gleichzeitig in beiden Richtungen unter der Brücke verkehren können. Die Brücke hat vier Straßenfahrbahnen mit einer Gesamtbreite von etwa 17 m, einschließlich eines Betriebssteiges. Die beiden Fahrtrichtungen sind durch einen 1 m breiten Streifen getrennt. Die Pylonfundamente wurden auf den Rand einer Unterwasserrinne im offenen Senkkastenverfahren gebaut. Jeder Pylon ruht auf zwei zylindrischen Eisenbetonfundamenten von je 12 m Durchmesser. Diese getrennten, runden Fundamente erstrecken sich von 8 m über Wasser bis 3 m unter Wasser. Von dieser Tiefe ab stehen sie auf einem gemeinsamen runden Fundamentstumpf von ungefähr 38 m Durchmesser, der 70 m tief auf Urfelsen gegründet ist. Dieser Entwurf entstand aus der Notwendigkeit, eine möglichst geringe, runde Oberfläche zu erzielen, um das Anhäufen von Eismassen weitestgehend zu vermeiden.

Die für die breiten Unterwassertürme nötigen Stahlsenk-kästen wurden auf einer 200 km entfernten Schiffswerft gebaut und mit Schleppdampfern zur Baustelle gebracht. Jeder Senkkasten bestand aus zwei Kreisringzylindern mit verschiedenem Durchmesser, die durch Gitterwerk miteinander verbunden waren (Bild 4).

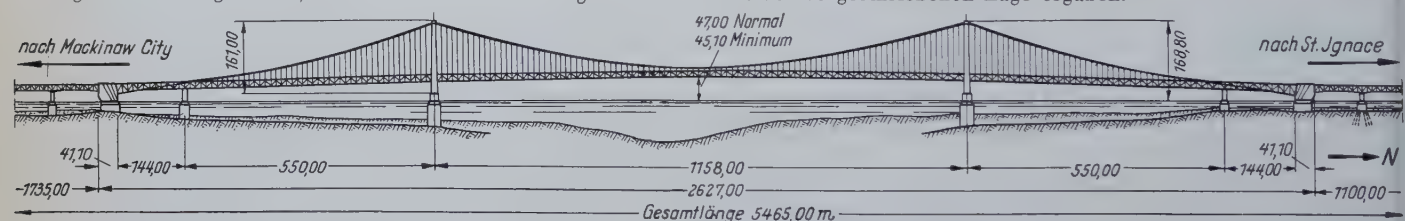


Bild 3. Gesamtansicht der Brücke

ankerung 2627 m erstreckt, mit einer mittleren Öffnung von 1158 m zwischen den zwei Haupttürmen, und schließlich die 1100 m lange nördliche Auffahrt (zwölf Fachwerkträger auf Betonpfeilern), die auf einen schon früher errichteten alten Damm übergeht.

Die freie Höhe der Brücke beträgt 46 m über normalem Wasser-niveau, so daß die größten Frachtschiffe ungehindert gleichzeitig in beiden Richtungen unter der Brücke verkehren können. Die Brücke hat vier Straßenfahrbahnen mit einer Gesamtbreite von etwa 17 m, einschließlich eines Betriebssteiges. Die beiden Fahrtrichtungen sind durch einen 1 m breiten Streifen getrennt. Die Pylonfundamente wurden auf den Rand einer Unterwasserrinne im offenen Senkkastenverfahren gebaut. Jeder Pylon ruht auf zwei zylindrischen Eisenbetonfundamenten von je 12 m Durchmesser. Diese getrennten, runden Fundamente erstrecken sich von 8 m über Wasser bis 3 m unter Wasser. Von dieser Tiefe ab stehen sie auf einem gemeinsamen runden Fundamentstumpf von ungefähr 38 m Durchmesser, der 70 m tief auf Urfelsen gegründet ist. Dieser Entwurf entstand aus der Notwendigkeit, eine möglichst geringe, runde Oberfläche zu erzielen, um das Anhäufen von Eismassen weitestgehend zu vermeiden.

Die für die breiten Unterwassertürme nötigen Stahlsenk-kästen wurden auf einer 200 km entfernten Schiffswerft gebaut und mit Schleppdampfern zur Baustelle gebracht. Jeder Senkkasten bestand aus zwei Kreisringzylindern mit verschiedenem Durchmesser, die durch Gitterwerk miteinander verbunden waren (Bild 4).

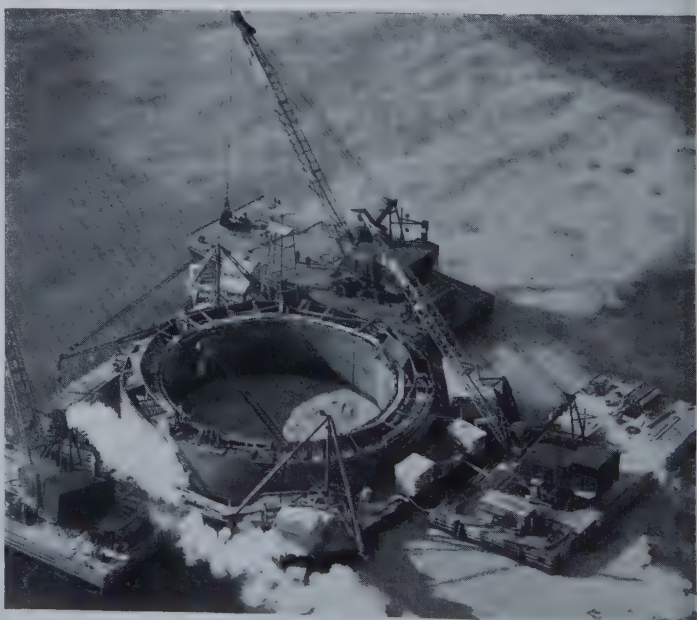


Bild 4. Senkkasten im Führungsrost während des Absinkens



### 3. Überbauten

Die Hängebrücke, die sich zwischen den langen symmetrischen Zufahrtsviadukten erhebt, ist insgesamt 2627 m lang. Für die Bemessung war die Windbeanspruchung infolge der zu erwartenden Nord-West-Stürme ein maßgebender Faktor. Die größte in dieser Gegend gemessene Windgeschwindigkeit beträgt 125 km/std., was einem Winddruck von  $98 \text{ kg/m}^2$  entspricht. Trotzdem wurde die Brücke für einen maximalen Druck von  $244 \text{ kg/m}^2$  entworfen. Auf seine langjährige Erfahrung auf dem Gebiet der großen Hängebrücken gestützt, hat Dr. Steinman einige interessante Abweichungen von der üblichen Bauart durchgeführt. Die zwei Fachwerkversteifungsträger sind 11,58 m hoch, entsprechen also genau  $1/100$  der Hauptöffnung. Um jegliche Schwingungserscheinungen der Brücke auszuschalten, verzichtete man auf die übliche horizontale Versteifung der Träger untereinander durch eine durchgehende Fahrbahnplatte, indem man beiderseits der Fahrbahn einen Streifen von über 2 m Breite offen ließ. Wie aus Bild 5 ersichtlich, ist die

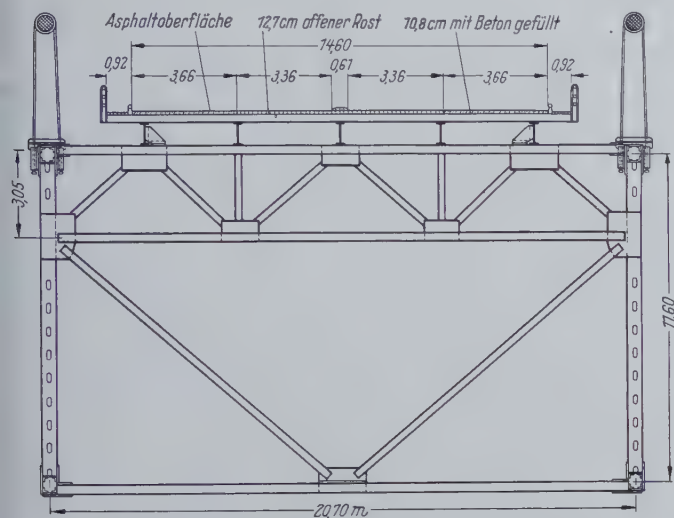


Bild 5. Querschnitt der Brücke mit Kabel

doppelte Fahrbahn einschließlich Trennstreifen und Betriebssteig ungefähr 16 m breit, während die zwei Hauptträger denselben Abstand wie die Kabel haben, nämlich 20,7 m. Die Querträger sind ebenfalls fachwerkartig. Volle Blechwände sind in der ganzen Konstruktion grundsätzlich vermieden worden. Sogar die einzelnen Fachwerkstäbe sind gitterartig ausgebildet (Bild 6), was sowohl eine erhebliche Gewichtsersparnis als eine Verminderung der Winddruckfläche ergibt. Um die dynamische Stabilität noch weiter zu ver-

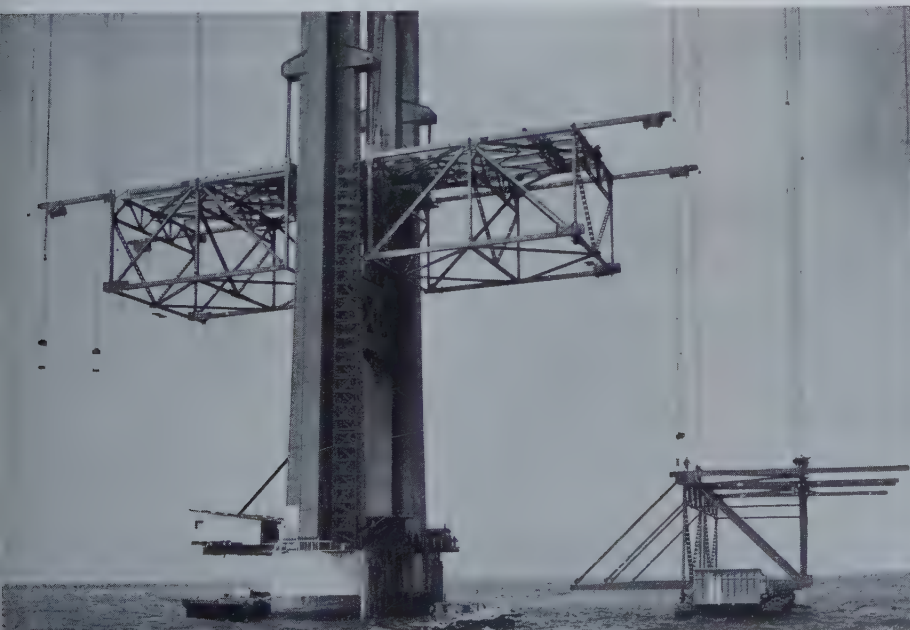


Bild 6. Die Fahrbahn Teile werden an den Hängeseilen emporgehoben

bessern, wurden die Fahrbahnen zur Hälfte längsweise offen gelassen: d. h. in jeder Fahrtrichtung trägt je eine Spur eine normale Betondecke, während die andere (Überhol-) Spur aus offenem Stahlrost besteht. Durch Modellversuche im Windkanal wurde bestätigt, daß diese besondere Beschaffenheit der Fahrbahnen bessere Ergebnisse liefert als eine ganz offene oder ganz geschlossene Art. Etwaige Schwingungen werden sofort durch die geschlossene Hälfte gedämpft, bevor Resonanz eintreten kann.

Die zwei Hauptpylone wurden mit Hilfe besonderer Kräne montiert, die an der Außenseite des Pylons befestigt waren und mit dem Bauwerk hinauf stiegen (Bild 7). Die Türme bestanden aus großen vorgefertigten Teilen. Nachdem die Teile provisorisch durch Bolzen befestigt waren, wurde die Vernietung Tag und Nacht fortgesetzt. Zu diesem Zwecke wurden schwebende Plattformen benützt, die vollkommen eingeschlossen, geheizt und belichtet waren und durch Kabel an den Türmen emporgezogen wurden. Es ist erwähnenswert, daß in jedem Turm ein elektrischer, permanenter Aufzug zur Bequemlichkeit der Betriebsmannschaft eingebaut worden ist. Bild 7 zeigt deutlich die gigantischen Abmessungen der Windversteifungen zwischen den Pylonen.

Wie bei allen großen Hängebrücken wurden auch in Mackinac die beiden Tragkabel an Ort und Stelle gesponnen. Jedes Kabel besteht aus 37 Strängen von je 340 Drähten mit einem Gesamtgewicht von 12 500 t.

Der 5 mm dicke Draht wurde von der American Steel u. Wire Co. gezogen und galvanisiert. Auf Spulen von je 18 t wurde der Draht per Bahn zur Baustelle gebracht. Nachdem die Drahtenden durch starke Gewindekupplungen miteinander verbunden waren, wurden die Spulen auf die zwei Verankerungsblöcke gehoben. Von der Spule ausgehend rollte der Draht über eine aus Rollen und Gegengewichten bestehende Kompensierungsanlage, um eine gleichmäßige Spannung zu erhalten und Verknotungen zu vermeiden. Das freie Ende des Drahtes wurde an der Öse einer aus dem Beton herausgreifenden Ankerplatte befestigt, die sich daraus bildende Schleife wurde dann um das Spinnrad gelegt, das wie das Rad eines Fahrrades aussieht und mit einer Seilbahn verbunden war (Bild 8).

Die Seilbahn lief von der Verankerung bis zu den Pylonen, der genau festgelegten Kurve des Betriebssteiges folgend. Die gleiche



Bild 7. Montage der Pylone





Bild 8. Spinnen der Kabel mit Seilbahn

Anlage wurde auf den Pylonen in Betrieb gesetzt, und da je zwei Spinnräder auf einer gemeinsamen Achse liefen, konnte man acht Drähte gleichzeitig von den Enden zur Mitte ziehen. In der Mitte der Kurve angelangt, wurden die Schleifen auf den Spinnrädern ausgewechselt und jedes Paar lief an der Seilbahn in der entgegengesetzten Richtung wieder zurück. An jedem Ende wurden die Drähte ohne Trennung um die Kupplungsbolzen gewunden und wieder zum anderen Brückenende zurückgespannt. Die Fahrzeit der Spinnräder von Ende zu Ende betrug im Durchschnitt 25 min. Auf dem Laufsteg sorgte die Mannschaft für ein ordentliches Auflegen

der einzelnen Drähte, die genau parallel zueinander liegen mußten, bevor die 340 Drähte zu einem Strang mit Stahlband zusammengepreßt wurden. Zu Anfang war ein Führungsseil in der genauen Kurve des zukünftigen Kabels von Pylon zu Pylon gespannt worden; die einzelnen Drahtstränge wurden dann während der Montage mit Hilfe dieses Seiles kontrolliert. Durch Telefon und Glockensignale standen alle Mannschaften miteinander in Verbindung, so daß die Arbeit reibungslos und schnell vor sich gehen konnte. Die endgültige Spannung der geklemmten Stränge wurde dann durch Winden reguliert, wobei bei Nacht gearbeitet wurde, um Temperaturschwankungen zu vermeiden.

Als alle Stränge ausgespannt und auf die mächtigen Gußstahl-Kabelsattel auf den zwei Pylonspitzen gelegt waren, wurden sie mittels einer hydraulischen Presse zu einem runden Kabel geformt und mit galvanisiertem Stahldraht quer zur Längsrichtung umwunden (Bild 9).

Einen Einblick in die Wirtschaftlichkeit dieses Projektes erhält man durch die Tatsache, daß die Kabel des provisorischen Laufsteges das Material für die 368 Hängeseile der Brücke bildeten. Der Laufsteg bestand aus leichtem Drahtgittergeflecht, das durch drei 2 1/4" (5,7 cm) dicke Stahlseile getragen wurde. Nachdem die Hauptkabel gespannt waren, wurde der Laufsteg abgebaut; die Längsseile wurden dann zur Herstellerfirma zurück verfrachtet, in Stücke geschnitten und gereckt, um die genau festgelegte Länge ohne Eigenspannung zu erhalten. Diese Hängeseile wurden dann mittels Gußstahlklemmen an den Hauptkabeln befestigt.

Ähnlich wie die Pylone war auch die Fahrbahn in Teilen an Land vorgebaut und auf Leichtern zur Baustelle transportiert worden. Das Heben dieser großen Balken bis auf die endgültige Höhe von 50 m war zeitraubend, da man immer wieder auf das ideale Wetter warten mußte, wenn sowohl Wind wie Wasser vollkommen still waren. Diese Arbeit wurde im Sommer 1957 vollendet.

#### 4. Schlußbemerkung

Während man die Brücke fertigstellte, wurden auch alle zusätzlichen Arbeiten an dem großen Werk mit Eifer weiter getrieben: die getrennten, jegliche Niveau-Kreuzung vermeidenden Zufahrtsstraßen, die Betondecke auf den Rampen, das moderne Verwaltungsgebäude am Nord-Ende, die Brückenzollhäuser — alles mußte am 1. November fertig sein. Dazu kamen die verschiedenen Sicherheitseinrichtungen, die Beleuchtungsanlage, das Telefonnetz, die

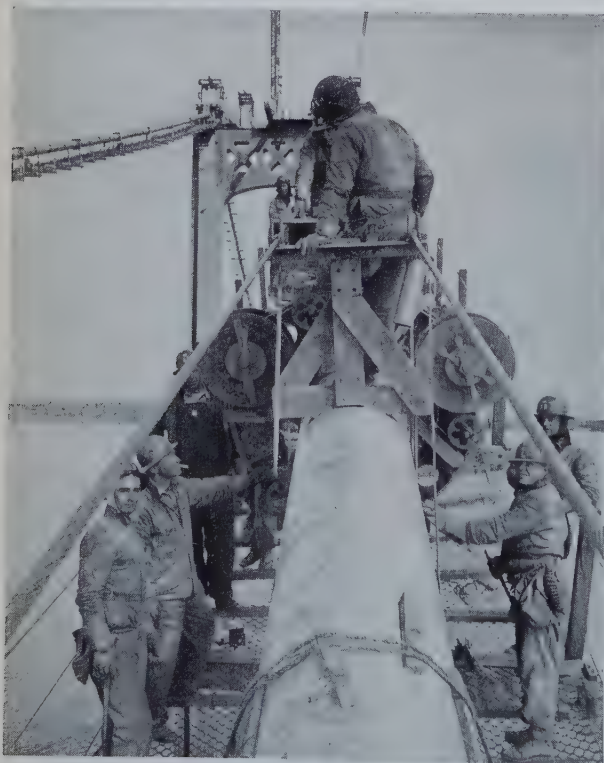
Bild 9.  
Das fertige Kabel wird mit Schutzdraht umspinnen

Bild 10. Blick in Brückenlängsrichtung; man beachte die offene und geschlossene Fahrbahn



automatischen Wagenzähler und eine Menge sonstiger Einzelheiten, die nicht vergessen werden durften. Trotz allem konnte am vorgesehenen Tage die Brücke feierlich dem Verkehr übergeben werden (Bild 10).

Für den Tiefbau verantwortlich war die Firma Merritt-Chapman u. Scott, für den Stahlbau die American

Bridge Division of United States Steel Corp. Die gesamte technische Leitung war in den Händen von Dr. David B. Steinmann und seinem Baubüro in New York und Saint Ignace.

Dr. Steinman verfolgte die Entwicklung des Riesenwerkes in jeder Einzelheit. Die Mackinac-Brücke kann als das Meisterwerk dieses genialen Brückenbauers bezeichnet werden.

## Erläuterungen zu den „Technischen Vorschriften für den Rostschutz von Stahlbauwerken“ (Ro St) der Deutschen Bundesbahn — gültig vom 15. März 1957

Von Dipl.-Ing. Seils, München

DK 620.197 : 624.014.2 Rostschutz : Bauwerke aus Stahl

(Schluß aus Heft 5/1958)

### 7. Schutz von Stahlbauwerken durch metallische Überzüge und durch Anstriche mit Zinkstaubfarben

#### 7.1 Allgemeines

Es wurde bereits in der Vorbemerkung und unter Abs. 6.1 darauf hingewiesen, daß die neue „Ro St“ den Korrosionsschutz durch metallische Überzüge und Anstrich mit Zinkstaubfarben nicht behandelt. Da diese Schutzmöglichkeiten jedoch auch bei der DB Anwendung finden, soll der Vollständigkeit halber und zur Klarstellung der Anwendungsmöglichkeiten und der zu stellenden Forderungen eines den Korrosionsbeanspruchungen entsprechenden Schutzes hierauf eingegangen werden.

Die elektrochemische Betrachtungsweise des Korrosionsvorganges erklärt gleichzeitig die Korrosionsschutzwirkung von metallischen Überzügen, aus — gegenüber Eisen — elektrochemisch unedleren Metallen (Zink, Cadmium und Aluminium). Sobald in Poren, an Schnittkanten oder an beschädigten Stellen der Eisengrundwerkstoff freigelegt worden ist, wird bei Berührung mit einem Elektrolyten ein Korrosionselement gebildet, in dem das edlere Metall (Eisen) auf Kosten des unedleren Metalls (z. B. Zink), das dafür anodisch in Lösung geht, geschützt wird.

#### 7.2 Metallische Überzüge aus Zink

Der bekannteste und gebräuchlichste metallische Überzug ist der Zinküberzug. Er kann hergestellt werden durch: Feuerverzinkung (Tauchverzinkung), Diffusionsverzinkung (Sherardisieren), Galvanische Verzinkung (elektrolytische Verzinkung) und Spritzverzinkung.

Auf den Zinkstaubfarbanstrich, der zwar nicht zu den metallischen Überzügen gerechnet wird, in seiner Korrosionsschutzwirkung ihnen jedoch weitgehend entspricht, soll unter 7.3 eingegangen werden.

#### 7.2.1 Feuerverzinkung

Im Brücken- und Ingenieurbau der DB fand bisher die Feuerverzinkung als Korrosionsschutz bei tragenden Teilen kaum Anwendung. Gründe:

1. Die ungünstige Industriatmosphäre, vor allem die Rauchgase der Dampflok (Schwefelsäure) zerstören die Verzinkung in wenigen Jahren. Um dieses zu vermeiden, wäre es nötig, einen zusätzlichen Anstrich — Haftgrund (TL 918 303) und zwei Deckanstriche, z. B. Eisenglimmer — aufzubringen. Hierdurch wird der Korrosionsschutz in vielen Fällen unwirtschaftlich.

2. Durch Nietung zusammengesetzte Profile eignen sich weniger. Zwischen den Berührungsflächen können Rückstände der Beizsäure verbleiben, wodurch die Zerstörung der Verzinkung eingeleitet werden kann.

3. Durch Feuerverzinkung kann die Sprödbruchempfindlichkeit des Stahls erhöht werden. Das flüssige Zink hat eine Temperatur von etwa 450° C. Der Deutsche Ausschuß für Stahlbau wird diese Frage erforschen lassen.

4. Bei Beizverfahren, die Wasserstoff frei machen, können Werkstoffschädigungen durch Wasserstoffsprödigkeit und Beizblasen auftreten. Die Vorbehandlung des Werkstoffes, z. B. Kaltbearbeitung, kann die Beizsprödigkeit erhöhen. Beizblasen treten oft erst bei nachfolgender Wärmebehandlung, z. B. beim Verzinken oder Emaillieren auf.

5. Die Anwendung des Verfahrens ist wegen der beschränkten Abmessung der vorhandenen Bäder nur begrenzt und gestattet oft keinen Schutz von Teilflächen.

6. Lange Konstruktionen, die wegen zu kurzer Bäder nur teilweise im gleichen Arbeitsgang getaucht werden, können sich verziehen.

Zahlreiche europäische Bahnverwaltungen, wie Niederlande, Schweiz und Schweden, haben mit feuerverzinkten Fahrleitungsmasten gute Erfahrungen gemacht. Hier werden jedoch glatte Profile (z. B. I-Träger) in nicht aggressiver Atmosphäre durch Feuerverzinkung ohne weiteren Anstrich geschützt. Die Schichtdicke wird wesentlich stärker (600—900 g/m<sup>2</sup>) als in Deutschland allgemein üblich vorgeschrieben. In Deutschland sehen z. B. die VDE-Vorschriften 0210 einen Zinküberzug von 500 g/m<sup>2</sup> und DIN 4115 „Stahlleichtbau und Stahlrohrbau im Hochbau“ nur 300 g/m<sup>2</sup> vor.

Es ist unbestritten, daß selbst die große Schichtdicke in besonders aggressiver Atmosphäre nicht ohne besonderen Schutzanstrich ausreicht und es dürfte in derartigen Fällen richtiger sein, auf eine Feuerverzinkung mit 500—600 g/m<sup>2</sup> einen Anstrichaufbau aus Haftgrund und 1 bis 2 Deckanstriche (z. B. Eisenglimmer) aufzubringen.

Zur Zeit laufen Versuche mit feuerverzinkten Fahrleitungsmasten (8,50 m lange Aufsetzmaste aus U 10 und U 12 mit eingeschweißten Bindeblechen), die wegen ihrer glatten Konstruktion geeignet sind. Es hat sich jedoch gezeigt, daß schlecht ausgeführte und ungenügend gesäuberte Schweißnähte trotz des Beizverfahrens eine einwandfreie Verzinkung dieser Stellen verhindern. Es empfiehlt sich eine Vorbehandlung der Schweißnähte durch Sandstrahlen.

Eingehende Kostenvergleiche zwischen Regelanstrich und Feuerverzinkung mit Haftgrund und zwei Deckanstrichen als Korrosionsschutz der Aufsetzmaste ergibt unter Berücksichtigung der Unterhaltung und des Kapitaldienstes bei einer geschätzten Lebensdauer von 12 Jahren für den Regelanstrich und 15 Jahren für die Verzinkung etwa gleiche Kosten. Hierbei erscheint der verzinkte Mast ungünstig bewertet, und da weiter die Verringerung der Unterhaltungsarbeiten den betrieblichen Vorteil herabgesetzter Abschaltzeiten bringt, kann im vorbehandelten Beispiel die Feuerverzinkung mit Schutzanstrich ein wirtschaftlicher Korrosionsschutz sein.

Es ist üblich, bei der Verzinkung das durchschnittliche Gewicht sowie das stellenweise zugelasene Mindestgewicht je Quadratmeter anzugeben. Da bei Feuerverzinkung mit einem spez. Gewicht des Zinkes von rd. 7 t/m<sup>3</sup> gerechnet werden kann, entspricht ein Gewicht von 700 g/m<sup>2</sup> etwa einer Dicke von 100 µ.

Die zu fordernde Mindestdicke sollte 80 µ betragen.

#### 7.2.2 Die Diffusions- und galvanische Verzinkung

Beide Verfahren haben für den Brücken- und Ingenieurbau keine Bedeutung; ersteres findet Anwendung beim Schutz von Kleinteilen, letzteres von Blechen.

Bei der galvanischen Verzinkung beträgt die Zinkauflage etwa 100 g/m<sup>2</sup>. Es lassen sich jedoch auch gut haftende Überzüge bis etwa 600 g/m<sup>2</sup> herstellen.

#### 7.2.3 Spritzverzinkung (auch Flammgespritzverzinkung genannt)

Das Spritzverzinken erfolgt durch Aufspritzen von schmelzflüssigem, zerstäubtem Zink auf den zu schützenden Gegenstand, wobei das Zink entweder durch Abschmelzen eines Drahtes beim Drahtspritzverfahren oder durch Aufschmelzen von Zinkpulverteilchen beim Pulverspritzverfahren verflüssigt wird. Die Voraussetzung für eine gute Haftung der Spritzschicht ist Vorbehandlung der Stahloberfläche — metallisch blank — durch Sandstrahlen. Die Haftung



der Zinkschicht ist rein mechanisch; Verbindungen zwischen Zink und Eisen wie bei den vorgenannten Verfahren tritt nicht auf.

Bei der Spritzverzinkung findet gegenüber der Feuerverzinkung (etwa 450° C) eine nennenswerte Erwärmung nicht statt (etwa 70° C), so daß hier weder Schwierigkeiten durch Beizrückstände und Wasserstoffsprödigkeit noch durch erhöhte Spröbruchempfindlichkeit des Stahles eintreten können.

Das Verfahren ist auf Bauwerken jeder Abmessung, sowie auch auf Teilen derselben anwendbar. Bergwerke und Hütten verwenden diesen Korrosionsschutz mit einer Schichtdicke von etwa 200  $\mu$  Zink und zwei Deckanstrichen bei stärkster Korrosionsbeanspruchung. Für die Korrosionsbeanspruchung bei der DB dürfte eine Schichtdicke des Zinks von etwa 150  $\mu$  voll ausreichend sein. Da die Zinkschicht stark porig ist, darf auch bei einer geringen aggressiven Atmosphäre auf Deckanstriche nicht verzichtet werden. Diese Anstriche sind unmittelbar nach der Spritzverzinkung aufzubringen. Ein Haftgrund wie bei der Feuerverzinkung ist wegen der Rauigkeit nicht erforderlich. Der Preis liegt etwa doppelt so hoch wie bei der Feuerverzinkung, was durch die stärkere Zinkschicht, die etwa 900 g/m<sup>2</sup> benötigt, sowie durch das Sandstrahlen und Spritzverluste bedingt ist.

Die Anwendung der Spritzverzinkung ist in der „Ro St“ für Fahrbahn-Längsträger, auf denen hölzerne Schwellen unmittelbar gelagert sind, vorgesehen.

### 7.3 Schutz von Stahlbauwerken durch Anstrich mit Zinkstaubfarben

#### 7.31 Allgemeines

In dem Abschnitt 7.2 wurden die metallischen Überzüge aus Zink und die verschiedenen Möglichkeiten ihrer Herstellung behandelt, um häufige Verwechslungen untereinander, vor allem aber der Spritzverzinkung mit den in letzter Zeit stark in den Vordergrund getretenen Zinkstaubanstrichstoffen auszuschalten. Bei Zinkstaubanstrichstoffen handelt es sich nicht um metallische Überzüge, obwohl sie wegen ihres hohen Zinkgehaltes auch eine ähnliche kathodische Korrosionsschutzwirkung wie diese ausüben, sondern um Anstrichfarben mit metallischem Zinkstaub als Pigment und einem sehr geringen Bindemittelanteil.

#### 7.32 Herstellung des Zinkstaubes

Der Zinkstaub besteht im wesentlichen aus metallischem Zink in feiner Verteilung und enthält stets Spuren von Zinkoxyd. Zinkstaub entsteht, wenn die Bedingungen für die Kondensation von Zinkdampf zu flüssigem Metall nicht gegeben sind, d. h. bei zu niedriger Konzentration, zu schneller Abkühlung des Dampfes, bei Anwesenheit von Kohlendioxyd oder bei einem Zusammentreffen dieser Faktoren. Der Gehalt von metallischem Zink liegt bei 85–92 %.

Ein weiteres Verfahren zur Herstellung von Zinkpulver ist der Atomisierungs-Prozeß. Ein Strahl von geschmolzenem Zink wird durch Luft oder ein anderes Gas unter hohem Druck zerstäubt. Wenn ein hochprozentiges Rohmaterial verwendet wird, kann das so gewonnene Zinkpulver besonders rein erhalten werden. Der Anteil grober Partikel ist jedoch groß und damit liegt die durchschnittliche Teilchengröße ziemlich hoch.

Die angewendete Destillation ist ein Verfahren, das im wesentlichen darin besteht, daß Zink in geschlossenen Kesseln zum Sieden gebracht und der Dampf anschließend in große Kondensatoren geleitet wird. Die Zinkdämpfe kondensieren zu Staub. Dieser sammelt sich am Boden des Kondensators, von wo er durch besondere Vorrichtungen abgesogen wird. Es ist so möglich, einen Zinkstaub von hohem Gehalt an metallischem Zink und großer Feinheit und Gleichmäßigkeit des Kornes zu erzeugen.

Es kann noch nicht zweifelsfrei behauptet werden, daß ein Pigment mit dem höchsten Anteil metallischen Zinks und gleichmäßig feinstem Korn die größte Lebensdauer dieses Korrosionsschuttmittels bringt.

Die DB hat daher in Versuchsanstrichen Erzeugnisse mit unterschiedlichen Prozentanteilen und Korngrößen verwendet.

#### 7.33 Chemische Zusammensetzung

Als Pigment wird metallischer Zinkstaub meist mit einem Gehalt von 94,0 bis 98,0 % im Durchschnitt etwa 97 % verwendet. Der Rest

sind geringe Beimengungen von Blei, Cadmium, Kupfer, Eisen und Zinkoxyd. Die Korngröße bewegt sich im allgemeinen zwischen 2 bis 8  $\mu$ . Als Bindemittel werden hauptsächlich Kunstharze verwendet wie: Polystyrol mit Weichmacher, acyliertes Phthalatharz, Polyvinylchlorid mit Weichmacher, cyclisiertes Chlorkautschuk mit Weichmacher.

Als Löse- und Verdünnungsmittel werden z. B. Testbenzin und Xylol verwendet. Das Verhältnis der Zusammensetzung bewegt sich um

80 % Pigment,

8 % Bindemittel,

12 % Löse- und Verdünnungsmittel.

Es muß unterschieden werden zwischen Punktschweißfarbe (nach TL 918 304), die vorwiegend im Fahrzeugbau verwendet wird und Zinkstaubfarben für den Rostschutz von Stahlbauwerken, die zur Zeit erprobt werden und für die daher noch keine TL besteht.

#### 7.34 Mindest-Schichtdicken, Ergiebigkeit, Trockenzeit

Die im Brücken- und Ingenieurbau zu fordernden Schichtdicken sollten bei einem 2fachen Anstrich (gestrichen oder gespritzt) 80 bis 100  $\mu$  betragen, d. h. je Anstrich — z. B. im Kreuzgang gespritzt — 50  $\mu$ . Es hat sich gezeigt, daß beim Streichen nur Schichtdicken um 30  $\mu$ , beim Spritzen dagegen ohne Schwierigkeiten Dicken von 50 bis 60  $\mu$  zu erreichen sind.

Bei aggressiver Atmosphäre, die im Bereich der Bahnanlagen meist gegeben ist, wird ein Schutzanstrich nötig, der z. B. aus einem 2-fachen Eisenglimmer-Anstrich bestehen kann (Haftgrund nicht erforderlich). Zur Senkung der Lohnkosten sollten alle Anstriche, soweit in der Werkstatt aufgebracht, gespritzt werden. Im Freien sind die Spritzverluste in windreicher Gegend nicht unerheblich und können ein Spritzen unwirtschaftlich machen.

Die Ergiebigkeit ist bei den verschiedenen Firmenerzeugnissen unterschiedlich. Bei den bisherigen Versuchsobjekten lag sie bei 1,5 m<sup>2</sup> Anstrichfläche/kg für zwei Anstriche mit insgesamt 100  $\mu$  Dicke einschließlich der Spritzverluste.

Die Trockenzeit beträgt bei günstigem Wetter und einer relativen Luftfeuchtigkeit nicht über 75 % etwa 1/2 bis 1 Std., so daß ohne Schwierigkeit zwei Spritzaufträge am gleichen Tag ausgeführt werden können. Wegen besserer Haftfähigkeit ist es jedoch zu empfehlen, zwischen zwei Aufträgen einen halben Tag einzulegen.

#### 7.35 Untergrundvorbereitung

Die Oberfläche des zu schützenden Werkstoffes ist „metallisch blank“ zu entrosten, was nach der DV 807 „Ro St“ für Brückenbauwerke allgemein vorgeschrieben ist (Sandstrahlen). Die Zinkstaubfarben sind unbedingt sofort nach dem Entrosten aufzubringen.

Die Berührungsflächen sind gleichfalls mit Zinkstaubfarbe oder Eisenoxydrot/Zinkoxyd zu schützen. Bleimennige darf nicht mit Zinkstaubfarbe in Berührung kommen.

#### 7.36 Anwendungsgebiete

Zinkstaubfarbe ist geeignet, um Schäden an den im Abschnitt 7.2 behandelten metallischen Zinküberzügen auszubessern, was hierdurch besonders wirtschaftlich möglich ist.

Die kathodische Schutzwirkung des Zinkstaubes bringt den Vorteil, daß an schadhafte Stellen des Zinkstaubfarbenanstrichs eine Unterrostung wie bei Bleimennigeanstrichen unterbleibt. Es erscheint daher besonders zweckmäßig, Hilfsbrücken, die bei häufigem Transport und Einbau oft erheblich im Anstrich beschädigt, jedoch selten unterhalten werden, mit Zinkstaubfarben zu schützen.

Es wurden daher als erste Versuchsobjekte zwei Hilfsbrücken sandgestrahlt und z. T. gestrichen und gespritzt, jedoch bei ihnen auf weitere Schutzanstriche mit Eisenglimmer bewußt verzichtet, um die Bewährung der Zinkstaubfarbe beobachten zu können. Der Anstrich wurde in der Werkstätte aufgebracht.

Hohlprofile sind an ihren Innenflächen nicht der Witterung und Industriatmosphäre ausgesetzt; es muß jedoch bei nicht luftdicht geschlossenen Konstruktionen im Inneren mit Schweißwasserbeanspruchung



hung gerechnet werden. Hiergegen dürften Zinkstaubfarben besonders geeignet sein.

Eine zugängliche Hohlkasten-Brücke wurde bereits als Versuchsobjekt im Inneren in dieser Weise geschützt.

Bei zu schweißenden, nicht begehbaren Hohlprofilen macht im Innern derselben der Korrosionsschutz mit den üblichen Anstrichstoffen im Bereich der Schweißnaht stets besondere Schwierigkeiten, da er die Schweißgüte ungünstig beeinflusst und auch wegen der Hitzeempfindlichkeit in einem breiten Bereich durch die Schweißwärme beschädigt wird. Hier erscheinen Zinkstaubfarben sehr geeignet, wie Versuche vor Einführung derselben als Punktschweißfarbe gezeigt haben. Es wird z. Z. jedoch durch weitere Versuche erforscht, ob eine merkliche Güteminderung der Schweißnähte eintritt, wenn die zu verbindenden Teile an der Schweißstelle bereits mit Zinkstaubfarben geschützt wurden.

Ein Großversuch mit zweimaligem Zinkstaubfarbenanstrich (gespritzt) wurde an der Ledabrücke bei Leer bereits weitgehend durchgeführt. Es wurde diese Brücke wegen der erhöhten Luftfeuchtigkeit infolge der Seennähe als besonders geeignet ausgewählt und auf Deckanstriche verzichtet, da keine Industrie zusätzliche Beanspruchung bringt. Die Brücke wurde metallisch blank durch Sandstrahlen (Körnung bis 0,7 mm) für den Korrosionsschutz vorbereitet. Der Schutzanstrich auf die 3000 m<sup>2</sup> große Fläche der etwa 160 m langen Fachwerkbrücke wurde an drei Firmen vergeben, um die Eignung der verschiedenen Erzeugnisse zu erproben.

Es wurden die verlangten Schichtdicken von 80 bis 100  $\mu$  bei zwei gespritzten Schichten von allen Firmen erreicht. Die Messungen, die laufend durchgeführt wurden, ergaben Dicken von 95 bis 120  $\mu$ . Das Sandstrahlen sowie das Spritzen der Zinkstaubfarbe erfolgte restlos auf der Baustelle. Bei dem dort häufigen starken Wind waren Arbeitsunterbrechungen nötig, um die Spritzverluste in erträglichen Grenzen zu halten.

#### 7.37 Gefahren bei Verarbeitung der Zinkstaubfarben

Es liegt die Frage nahe, ob das Spritzen der Zinkstaubfarben und ihre Verwendung als Punktschweißfarbe die Gesundheit der Arbeitskräfte gefährdet.

Bei einer sehr eingehenden Behandlung dieser Fragen durch den Arbeitsschutzarzt und einen Chemiker der DB sowie Herren des Werkstätdienstes wurde festgestellt, daß keine Gründe für ein Verwendungsverbot bestehen.

In den Zinkstaubfarben ist kein Zinkchromat, was besondere Sicherheitsmaßnahmen erforderlich macht, vorhanden, sondern nur Zink- oder Zinkoxydstaub. Die Wirkung dieser Stoffe auf den menschlichen Organismus ist bekannt. Chronische Gesundheitsschäden treten nicht auf. Klagen über Magenbeschwerden und Appetitlosigkeit sind begründet. Gieß-, Zink- und Metallfieber kann jeder Bedienstete beim Schweißen an NE-Metallen bekommen. Es tritt z. B. beim Spritzverzinken ohne Maske auf. Beim Spritzen der Zinkstaubfarbe an den Versuchsbrücken, das in drei Fällen in der Werkstätte durchgeführt wurde, konnte keine Belästigung der ohne Maske tätigen Arbeitskräfte festgestellt werden.

Beim Schweißen von mit Zinkstaubfarben gestrichenen Blechen ist bei starker Rauchentwicklung das Absaugen an Ort und Stelle zu empfehlen. Bei Schweißarbeiten in Hohlprofilen geschieht dies am besten durch Saugventilatoren. Ist in besonderen Einzelfällen ein persönlicher Atemschutz nicht zu umgehen, so ist eine Halbmaske mit Feinstaubfilter zu tragen.

#### 7.4 Zinkverlust, Lebensdauer, Schichtdicken und ihre Messung

##### 7.41 Zinkverlust, Lebensdauer

Bei den metallischen Überzügen ist die Lebensdauer infolge etwa gleicher Abtragung pro Jahr — je nach dem Angriffvermögen der jeweiligen Atmosphäre natürlich stärker oder schwächer — weitgehend von der aufgetragenen Metall-Schutzschicht in g/m<sup>2</sup> oder  $\mu$  abhängig. Es ist daher nötig, entsprechend starke Schichtdicken vorzuschreiben und auch während der Ausführung und bei der Abnahme zu prüfen.

Da weder bei der Feuerverzinkung noch bei der Spritzverzinkung sowie den Zinkstaubfarbenanstrichen eine gleichmäßige Schichtdicke hergestellt werden kann, ist es zweckmäßig, neben der mittleren Schichtdicke auch die zu erreichende Mindestschichtdicke vorzuschreiben.

Die Abtragung der Zinkschichten pro Jahr (ohne Deckanstriche) kann etwa wie folgt angenommen werden:

bei Landluft . . . . .	10	g/m <sup>2</sup> . . . . .	1 — 2 $\mu$ ,
bei Stadtluft . . . . .	30	g/m <sup>2</sup> . . . . .	3 — 6 $\mu$ ,
bei Seeluft . . . . .	30	g/m <sup>2</sup> . . . . .	3 — 6 $\mu$ ,
bei Industrieluft . . . . .	50—100	g/m <sup>2</sup> . . . . .	8 — 16 $\mu$ .

Der Zinkverlust ist bei besonders atmosphärischer Beanspruchung, wie z. B. in Eisenbahntunneln bei Dampftrieb, zum Teil wesentlich höher — bis 60  $\mu$ /Jahr oder 400 g/m<sup>2</sup> — und zeigt, daß dieser „Korrosionsschutz“ völlig ungeeignet ist.

Spritzzinküberzüge sind wegen ihrer porigen Struktur nicht mit den übrigen Zinküberzügen und den Zinkstaubfarben in der aus der Schichtdicke zu erwartenden Lebensdauer vergleichbar. Ein Porenschluß durch Deckanstriche ist daher besonders zu empfehlen.

#### 7.42 Schichtdicken und ihre Messung

Die Tafel 2 Abs. 6.2 gibt eine Übersicht zweckmäßiger Schichtdicken. Die Messung derselben kann in der im Abs. 6.2 angeführten Weise erfolgen.

#### 8. Schlußwort

Die DB ist allein im Bauwesen mit dem Korrosionsschutz von etwa 1,3 Millionen Tonnen (rd. 20 Mill. m<sup>2</sup> Fläche) stählerner Brücken und Ingenieurhochbauten belastet. Es ist für sie daher zwingend, die wirtschaftlichsten Schutzmaßnahmen anzuwenden, um die Erstellungs- und Unterhaltungskosten hierfür weitgehend zu senken. Die in den vorstehenden Erläuterungen behandelten „Ro St“ und weiteren Schutzmaßnahmen basieren auf Ergebnissen langjähriger Versuche auf den Versuchsständen der DB im Industriegebiet, an der Nordsee, im Tunnel und Gebirge, sowie an und in zahlreichen Brücken.

Sie beruhen weiter auf einem intensiven Erfahrungsaustausch in der Arbeitsgemeinschaft „Anstrichstoffe“ der DB, im Forschungs- und Versuchsamt (ORE) des Internationalen Eisenbahnverbandes (UIC) und im Unterausschuß „Korrosionsschutz“ des Deutschen Ausschusses für Stahlbau. Durch zahlreiche laufende Versuche der DB und vom Deutschen Ausschuß für Stahlbau eingeleitete Forschungsaufträge wird weiter daran gearbeitet, wirtschaftliche Korrosionsschutzmaßnahmen zu finden, die den unterschiedlichen Korrosionsbeanspruchungen, bedingt durch die Vielgestaltigkeit unserer modernen Brücken und übrigen Stahlbauwerke, voll genügen.

#### Schrifttum

- [1] Fontaine, J.: DIN 55 929 — Schutzanstrich von Stahlbauwerken — Richtlinien — November 1956. Stahlbau 26 (1957) H. 5, S. 146/47.
- [2] Klas, H. und Steinrath, H.: Die Korrosion des Eisens und ihre Verhütung. Verlag Stahlseisen M. B. H. Düsseldorf. (Umfassendes Werk über Korrosionsprobleme mit 1334 Schrifttumsangaben.)
- [3] Deutsche Bundesbahn: Grundsätze für die bauliche Durchbildung stählerner Eisenbahnbrücken vom 1. 12. 1955.
- [4] Veröffentlichungen des Deutschen Stahlbau-Verbandes Heft 1/54 „Korrosionsschutz im Stahlbau“. Köln 1954, Stahlbau-Verlags GmbH.
- [5] Sippel, K. W.: Theorie und Praxis des Flammstrahlens. Werkstoffe und Korrosion 8 (1957) H. 4, S. 185/216. (Erschöpfende Beschreibung mit Anwendungsregeln für den Stahlbau. Umfangreicher Schrifttumsnachweis.)
- [6] Wiegand, H.: Flammverzunderung als Oberflächenreinigungsverfahren. Farbe und Lack 1957 H. 6 S. 6 u. a. Veröffentlichungen über Flammstrahlen in Metalloberfläche 11 (1957) H. 11.
- [7] Schaper: Dauerfestigkeit der Baustähle. Bautechnik 12 (1934) H. 2.
- [8] Graf, O.: Dauerversuch mit Nietverbindungen. Deutscher Stahlbau-Verband „Berichte des Ausschusses für Versuche im Stahlbau“ Ausgabe B Heft 5. Verlag von J. Springer, Berlin 1935.
- [9] Graf, O.: Dauerversuche mit Nietverbindungen, welche an den Gleitflächen statt mit einem Anstrich aus Leinöl und Mennige mit einem aufgespritzten Belag aus Leichtmetall versehen waren. Stahlbau 11 (1934) H. 3 S. 17/19.
- [10] Seils und Kranitzky: Die Verwendung geschlossener Hohlquerschnitte und ihr Korrosionsschutz. Eisenbahntechnische Rundschau Sonderausgabe 4, Juli 1954.



## Verschiedenes

### Persönliches

#### Professor Dr.-Ing. Georg Bierett 60 Jahre

Am 22. Mai 1958 vollendete Professor Dr.-Ing. Bierett sein 60. Lebensjahr. In Berlin, wo er geboren wurde, die Oberrealschule in Schöneberg besuchte und an der Technischen Hochschule Charlottenburg Bauingenieurwesen studierte, lag auch die Stätte vieler Jahre seiner beruflichen Tätigkeit. Nach Ablegung seiner Diplom-Hauptprüfung wurde er 1922 wissenschaftlicher Mitarbeiter des Staatlichen Materialprüfungsamtes Berlin-Dahlem. Dort übernahm er bald die Leitung der Fachabteilung Stahlbau und wurde später Leiter der Hauptabteilung Metalle. 1930 promovierte er mit einer Dissertation über „Spannungsstörungen in Bolzenverbindungen“.

Bis zu seinem Ausscheiden aus dem Amt im Jahre 1939 widmete er sich Forschungsarbeiten über Werkstofffragen und Schweißtechnik. Es war die Zeit der stürmischen Entwicklung der Schweißtechnik im Stahlbau. Bierett hatte mit seinen zahlreichen Untersuchungen über Schrumpfungen und Schweißspannungen, Einflüsse der Elektroden und Schweißbedingungen, Dauerfestigkeit der Schweißverbindungen und Verhalten des Werkstoffes wesentlichen Anteil an der Schaffung wissenschaftlicher Grundlagen und praktischer Richtlinien für die vorangeeilte Anwendung der Schweißtechnik. Seine Arbeiten fanden ihren Niederschlag in zahlreichen Veröffentlichungen in den Fachzeitschriften und in den Berichtsheften des Deutschen Ausschusses für Stahlbau.

In den Jahren 1935 bis 1940 war er Schriftleiter der Zeitschrift „Elektroschweißung“. Von der Industrie und Behörden wurde er in vielen Fällen als Gutachter und Ratgeber in Anspruch genommen. 1940 vertauschte Prof. Bierett seine vorwiegend wissenschaftliche Tätigkeit im Materialprüfungsamt mit Aufgaben in der Industrie, und zwar bis 1945 als Prokurist und Direktor in der Hauptverwaltung der A. G. für Bergbau und Hüttenbetriebe (Reichswerke) in Berlin. Neben der Betreuung der Sachgebiete Werkstofffragen und Weiterverarbeitung leitete er die Referate für sämtliche weiterverarbeitenden Betriebe und war gleichzeitig Geschäftsführer der Arbeitsgemeinschaft der den Reichswerken angehörenden Stahlbaubetriebe.

Nach Kriegsende übernahm er als Vorstand die technische Leitung der Salzgitter Maschinen A. G., Salzgitter (vormals A. G. für Bergbau- und Hüttenbedarf). Obwohl ihm an dieser Stelle die verantwortungsvolle Aufgabe oblag, dem Werk unter schwierigsten Verhältnissen ein Produktionsprogramm und Absatzmärkte für Bergbaumaschinen, Ölfeldausrüstungen, Zuckerapparatebau und anderen Gebieten zu schaffen, widmete er auch weiterhin sein Interesse dem Stahlbau sowohl im Rahmen der relativ kleinen Stahlbauabteilung des Werks als auch der Arbeit des Deutschen Stahlbauverbandes. Seit 1955 ist er technischer Geschäftsführer der Stahlbau B. Seibert G.m.b.H., Saarbrücken.

Mit dem Deutschen Stahlbauverband verbindet ihn eine langjährige enge Zusammenarbeit in technisch-wissenschaftlichen Fragen. Schon 1928 wurde er als Mitglied in den Deutschen Ausschuß für Stahlbau (damals noch Ausschuß für Versuche im Eisenbau) berufen, dem er bis heute angehört. 1953 wurde er Obmann des Unterausschusses „Werkstofffragen“ im DAST., nachdem er bereits 1952 Obmann des gleichnamigen Arbeitsausschusses im Deutschen Stahlbauverband geworden war.

Seit 1957 ist er Vorsitzender des technisch-wissenschaftlichen Ausschusses und damit auch zugleich Vorstandsmitglied des Verbandes. Beweis für die Anerkennung, die er durch seine objektive, wissenschaftliche Denkungsweise und seine erfolgreiche Tätigkeit auch über die Fachkreise des Stahlbaus hinaus gefunden hat, ist seine Berufung in die Werkstoffausschüsse des Vereins Deutscher Eisenhüttenleute und des Germanischen Lloyds.

Neben aller fachlichen Arbeit lag Prof. Bierett stets die Pflege der menschlichen Beziehungen am Herzen. Seine Freunde und die ganze Fachwelt wünschen ihm noch viele Jahre erfolgreichen Wirkens.

K. Albers

#### Direktor C. De Rop 65 Jahre

Der Generaldirektor der Firma ARCOS-Aachen C. De Rop feiert am 19. Juni seinen 65. Geburtstag. Gleichzeitig begeht er in diesem Jahr sein 30jähriges Dienstjubiläum.

Sein arbeitsreiches Leben und unermüdliches Streben war von dem Gedanken getragen, von allen und durch alles zu lernen. Bei Gründung der Firma ARCOS-Aachen im Jahre 1928 wurde ihm die Leitung der Fabrikation auf Grund seiner Bewährung im Brüsseler Werk übertragen.

Als Selfmade-man hat er sich in Fachkreisen durch sein umfangreiches Wissen auf dem Gebiete der Metallurgie, der Schweißtechnik und verwandter Wissenschaften ausgezeichnet. So hat er auch an Veröffentlichungen der schweißtechnischen Literatur und den in der ganzen Welt verbreiteten ARCOS-Hausmitteilungen (Revue ARCOS) maßgeblich mitgewirkt. Durch die gleich nach Gründung der Firma im Werk eingerichtete Schweißerschule vermittelte er sein fachliches Können Tausenden von Schweißern, die der Industrie seit dieser Zeit als gesuchte Fachkräfte zugeführt werden. Zahlreichen wissenschaftlichen Vereinigungen und technischen Kommissionen gehört er als Mitglied an. Innerhalb der Studienabteilung der ARCOS-Gesellschaften ist er führend an den gesamten Entwicklungen beteiligt.

Die Technische Hochschule Aachen ernannte Direktor De Rop am 1. 7. 1954 zu ihrem Ehrenbürger. Am 8. 10. 1957 wurde er einstimmig zum Präsidenten des Landesverbandes des DVS Nordrhein-Westfalen gewählt, nachdem er seit mehreren Jahren als Vorsitzender den Ortsverband Aachen im DSV führt. W. Greven



### Bücherschau

Schreyer, Praktische Baustatik, Teil 2., 8. neubearbeitete Auflage. Bearbeitet von Baurat a. D. Dipl.-Ing. H. Ramm, Essen, und Baurat Dipl.-Ing. W. Wagner, Darmstadt. VI, 245 Seiten mit 433 Bildern, Stuttgart 1958, B. G. Teubner, Verlagsgesellschaft. Kart. DM 14,80, Hln. DM 16,80.

In Anlehnung an das Lehrprogramm der Ingenieurschulen für Bauwesen gibt dieses Buch dem Studierenden in den mittleren Bauingenieur- und oberen Hochbausemestern ein Hilfsmittel an die Hand, sich mit dem gebotenen Stoff näher auseinanderzusetzen.

Die wichtigsten Kapitel sind: Verbindungsmittel, Formänderungen bei Biegung (Berechnung mit Hilfe der Mohrschen Analogie), Ein- und doppelseitig eingespannter Träger (Berechnung nach Clapeyron und Cross), Schiefe Biegung, Schubmittelpunkt nach der Querkraftmethode, Knicken bei mittigem Druck in Anlehnung an DIN 4114, Ausmittiger Kraftangriff mit kurzer Behandlung des Begriffs der Spannungstheorie II. Ordnung.

Bei dem einführenden Charakter des Werkes verdient die Darstellung des Problems der Biegedrillknickung unter dem Kapitel Knicken hervorgehoben zu werden. Hierdurch wird auf eine Erscheinung aufmerksam gemacht, die oft selbst in der Praxis kaum Beachtung findet, die aber bei der allgemeinen Entwicklung des Stahlbaus zum Leichtbau hin in Zukunft noch an Bedeutung gewinnen wird.

Die Verfasser waren bemüht, die Voraussetzungen der unter den einzelnen Kapiteln abgeleiteten Formeln anzugeben und die Formeln selbst durch zahlreiche Rechenbeispiele zu erläutern. Für beides wird der Praktiker dankbar sein, der oft nur deshalb vor dem Gebrauch einer Formel zurückschreckt, weil er die Voraussetzungen nicht mehr gegenwärtig hat. Im Rahmen der gestellten Aufgabe kann das Buch empfohlen werden. G. Lacher

### Hochschulsachricht

Herr Dr.-Ing. Friedrich Wilhelm Bornscheuer wurde als Professor an den Lehrstuhl für Baustatik und höhere Elastizitätslehre der Technischen Hochschule Stuttgart berufen.

„Der Stahlbau“. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169, Ruf 87 15 56. — Schriftleitung: Professor Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Kurt Klöppel, Darmstadt, Technische Hochschule. Für den Anzeigenteil verantwortlich: Otto Swoboda, Bln.-Wilmersdorf. Anzeigentarif Nr. 3. Druck: O. Zach oHG., Berlin-W. Nachdruck, fotografische Vervielfältigungen, fotomechanische Wiedergabe von ganzen Heften, einzelnen Beiträgen oder Teilen daraus nur mit Genehmigung des Verlages. „Der Stahlbau“ darf ohne Zustimmung des Verlages nicht in Lesezirkeln geführt werden.





## Röchling'sche Eisen- und Stahlwerke

Gesellschaft mit beschränkter Haftung

### Völklingen-Saar

Tel. Völklingen 35 — Fernschr. 044-235, 044-236

#### Aus unserem Lieferprogramm:

Formstahl,  
Stabstahl,  
hochwertige  
Beton-Bewehrungsstähle  
Eisenbahn-Oberbau-Material  
Halbzeug  
Bandstahl  
Walzdraht



## IM BRÜCKENBAU „ELLIRA“ SCHWEISSEN

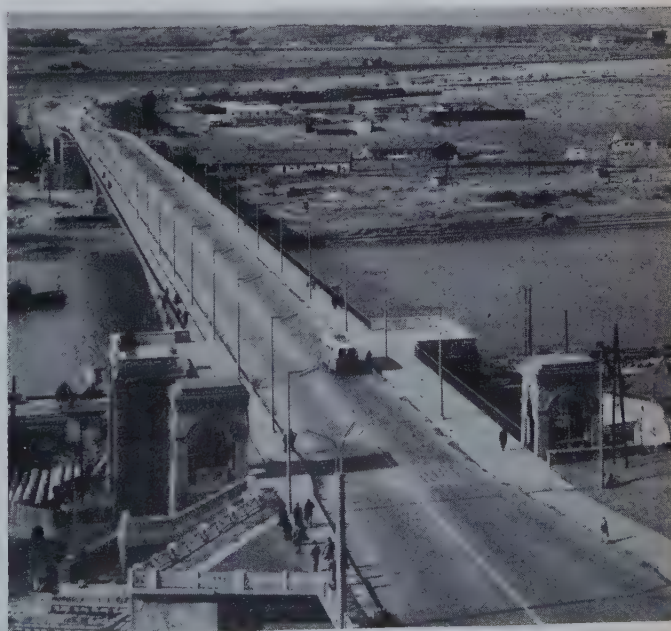
**Das wirtschaftliche vollautomatische  
Hochleistungs-Schweißverfahren**

Zugel. von der Bundesbahn für Brücken-  
bau an St. 37 und 52 und für den Kessel-  
und Behälterbau mit Gütefaktor bis 1,0.  
Mehr als 10 der größten Brücken Europas  
wurden seit 1946 nach diesem Verfahren  
mit bedeutenden Vorteilen geschweißt.

Ausführliche Schilderung des Verfahrens  
in der Druckschrift St.

**Linde**  
GESELLSCHAFT FÜR LINDE'S EISMASCHINEN  
AKTIENGESELLSCHAFT  
HÖLLRIEGELSKREUTH / MÜNCHEN

### Die neue Brücke über die Save bei Belgrad



Bei ihrer Herstellung wurden auch die bewährten  
Linde-ELLIRA-Schweißgeräte verwendet.





## Zinkdraht für Spritzverzinkung

jahrzehntelange Erfahrungen,  
hervorragende Qualität,  
kurzfristige Lieferung

## Aktiengesellschaft für

## Zink-Industrie

vormals Wilhelm Grillo

### Duisburg-Hamborn

Weseler Straße 1

Telegramm-Adresse:

Grillo Duisburg-Hamborn

Fernschreiber: 08 55 723-4

Fernsprecher: 5 43 21



**Schnellfrequenz-  
Elektrowerkzeuge**

400 Hz - 42 Volt  
unfallsicher; geringes  
Leistungsgewicht,  
vollkommen geschlossen,  
oberflächengekühlt

**Hochtourige  
Elektrowerkzeuge**

Drehstrom 50 Hz - Normal-  
spannung, für faserstoff-  
und bakelitegebundene  
Schleifscheiben

**OTTO SUHNER<sup>GM</sup><sub>BH</sub>**  
SÄCKINGEN / BADEN




**INERTOL**

**STAHL BRAUCHT SCHUTZ**

Witterungseinflüsse und aggressive  
Industrie-Atmosphäre bedrohen Ihr  
Eigentum.

Durch unsere vielfältig bewährten

**SCHUTZANSTRICHE**

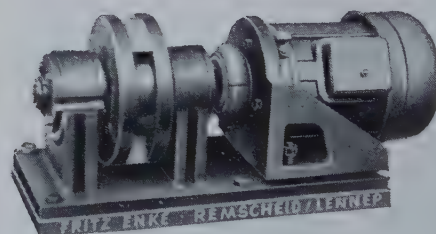
konservieren Sie Ihre Betriebsan-  
lagen dauerhaft und zuverlässig.  
Unsere reichen Erfahrungen sind Ihr  
Vorteil.

Lassen Sie sich unverbindlich beraten.

**FIRMA PAUL LECHLER**  
STUTTGART UND  
GELSENKIRCHEN/BUER

**LECHLER**  
BAUTENSCHUTZCHEMIE

**PASSIVOL**



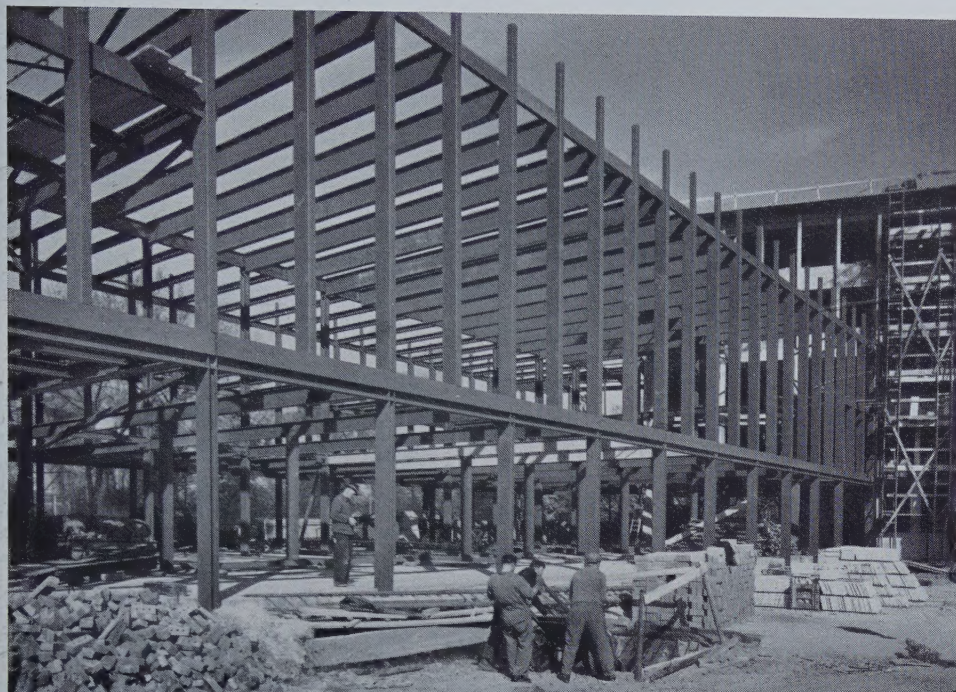
1. Die Entspannung von Schweißkonstruktionen vor ihrer Endbe-  
arbeitung durch Schwingungen ist eine durch kein anderes Ver-  
fahren zu ersetzende Methode, um **vorzeitigen Verschleiß** oder  
gar den **Bruch** ihrer Erzeugnisse mit Sicherheit zu verhindern.
2. Durch den Enke-Rüttler mit seinen **hochintensiven Schwingungen**  
wird dieser Zustand der Spannungslosigkeit in einem nach  
Stunden bemessenen **Kurzzeitverfahren** erreicht.
3. Das Verfahren ist **unkompliziert** und verursacht nur **geringe**  
**Kosten**.
4. Die freigewordenen Spannungen sind **meßbar**.
5. Die erforderliche Rütteldauer wird in einem Test exakt bestimmt.
6. Erstklassige Referenzen aus dem In- und Ausland stehen zur  
Verfügung.
7. Ich stehe mit meinen mehrjährigen Erfahrungen zur Lösung der  
Entspannungsprobleme Ihrer Fertigung zur Verfügung.

**FRITZ ENKE · REMSCHEID-LENNEP**

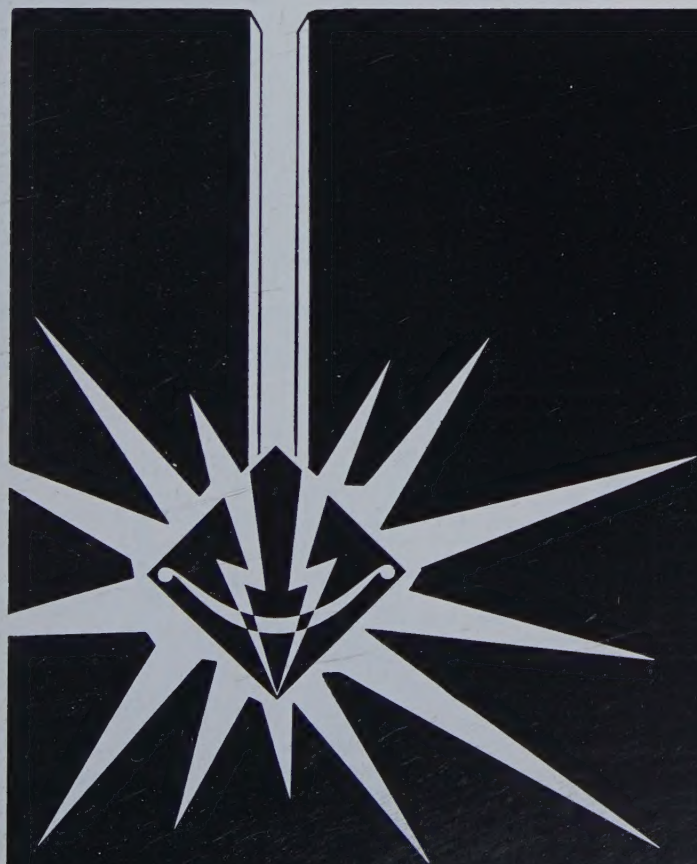
Hackenberger Straße 87 · Telefon 6 21 60



# STAHLKONSTRUKTIONEN



**EISENWERKE KAISERSLAUTERN**



## EINE WELTMARKE

die seit Jahrzehnten  
immer wieder das Vertrauen  
anspruchsvoller Fachleute genießt.  
ARCOS -  
Erzeugnisse stehen auch Ihnen zur  
Verfügung.

## ARCOS- AACHEN

GESELLSCHAFT FÜR  
SCHWEISSTECHNIK mbH.  
Jülicher Straße 122-134  
Tel. 348 41-42 · Fernschr. 0832-701

Schweiß- u. Schneidelektroden  
Netzmantel- u. Automatendrähte  
Schweißautomaten  
Transformatoren  
Schweißplatzrüstungen  
Balance-Positioner



Qualität überzeugt-

# KESTRA

Elektroden!



DURIA-WERK · KARL KEMPF GMBH · NEUSS A. RHEIN BOCKHOLTSTR. 151 · RUF: 5757

## Fabrikfliess

wirtschaftliche Elektroden für jeden Verwendungszweck aus unserem reichhaltigen Programm:

**Fliess** kalkbasisch  
60-Kb, 60 Kb 150

**Fliess** 55-TiW

**Fliess** Tiefbrand

**Fliess** Sonderqualitäten  
Aluminium, Bronze, Nickel

### LIEFERPROGRAMM:

UP-Schweißdrähte für Automaten  
Kupfer- und Bronzeschweißdrähte  
Autogenschweißdrähte für alle  
Verwendungszwecke

Fordern Sie bitte Prospekte an:



HERMANN FLIESS & CO. DUISBURG



## Blitz Tore

ÖFFNEN U. SCHLIESSEN SICH VOLLAUTOMATISCH  
MIT 2 SEC. LAUFZEITEN

FISTA-ELASTIC DÜSSELDORF 10 RUF 335833



**STEINHAUS**  
GMBH · MÜLHEIM (RUHR) · SPELDORF

## VERKÄUFE

### Vertikale Gehrungssäge,

komplett, Fabrikat Heller, Modell VZH 1000, generalüberholt, hydraulischer Vorschub u. hydraulische Festspannung, zu verkaufen. Anfragen erbeten unter Nr. 20288 an die Anzeigenabteilung DER STAHLBAU · Berlin-Wilmersdorf · Hohenzollerndamm 169

### 3% ULTRALIN.

Entfeuchter DBP, den gebräuchlichen Rostschutzfarben zugesetzt, ermöglicht deren Anwendung als Feuchtwetterfarben auf taufeuchten Flächen bei gleicher Haltbarkeit wie auf trockenem Untergrund. Lieferant:

Christian Seeger, Stuttgart-N, Seestr. 90

### Berufen Sie sich

bei allen Anfragen  
auf die Zeitschrift

„DER STAHLBAU“

## DRYGALV Kaltzinkschutz

Der wirksame und wirtschaftliche Rostschutz  
für alle Eisen- und Stahlkonstruktionen.

Ein seit über 10 Jahren bewährtes Erzeugnis der  
DRYNAMELS LIMITED, Birmingham

Auftrag durch Streichen oder Spritzen • 95% metallisches Zink im trockenen Film • Kathodischer Schutz • Kein Unterrosten  
Hervorragende Haftung und überlegene Haltbarkeit • Von führenden Werken zum Schutz der eigenen Anlagen und für die Fabrikation eingesetzt.

**IWEG Handelsgesellschaft m. b. H.**

DÜSSELDORF

Friedrichstr. 49 • Tel. 8 1071



# DAS AKLAF\*-AKLAFINOL\*- FUNDAMENT

für den Rostschutz

für die Leichtmetall-Lackierung

für die Kunststoff-Lackierung

ist:

AKLAF\*-ASAPROL\*-Passiv-Aktiv Haftgrund, lufttr. (Zweitopf- Wash-Primer) zum Streichen oder Spritzen

oder:

AKLAF\*-ASAPROL\*-Passiv-Aktiv Haftgrund, lufttr. (Eintopf- Wash-Primer) zum Tauchen oder Spritzen

oder:

AKLAF\*-flüssige Bleimennige und Bleicyanamid, nach RoST Vorschrift der Deutschen Bundesbahn

und darauf:

AKLAF\*-ULTRACOLOR\*-KAUTSCHUK, weiß und buntfarbig, zum Streichen oder Spritzen

oder:

AKLAF\*-PYROFINOL\*-Haftlack, weiß, buntfarbig und farblos, zum Tauchen oder Streichen

oder:

AKLAF\*-AKLAFINOL\*-Schnellschutzfarben, zum Streichen, weiß u. bunt

oder:

AKLAF\*-AKLAFINOL\*-Rostschutzfarben für Stahlbauwerke nach RoST Vorschrift der Deutschen Bundesbahn

Der Lack mit dem spiegelnden „A“ vom

**AKLAF\*-LACKWERK DÖRSCHELN u. CO., HAMM I. W.**

\* ges. gesch. Warenzeichen





GESELLSCHAFT FÜR SCHWEISSTECHNIK  
UND WERKSTOFFSCHUTZ M. B. H.  
WATTENSCHIED I. W.

*Ein Triumph!*

## UM 46V

Eine ideale  
**Metallogen**  
ELEKTRODE  
für die  
**Abwärtsschweißung**

Zugelassen von der Deutschen Bundesbahn für die Güteklassen E 34 z, E 37 z, E 52 z, einschließlich Stehbolzen, sowie für den Brückenbau als E 37zB u. E 52zB.




Wir suchen in verschiedenen Bezirken weitere Fachvertreter und Wiederverkäufer zu günstigen Bedingungen. Anfragen erbitten wir direkt an uns.

# STREICHER

EINBAUFERTIGE

# BRÜCKENLAGER

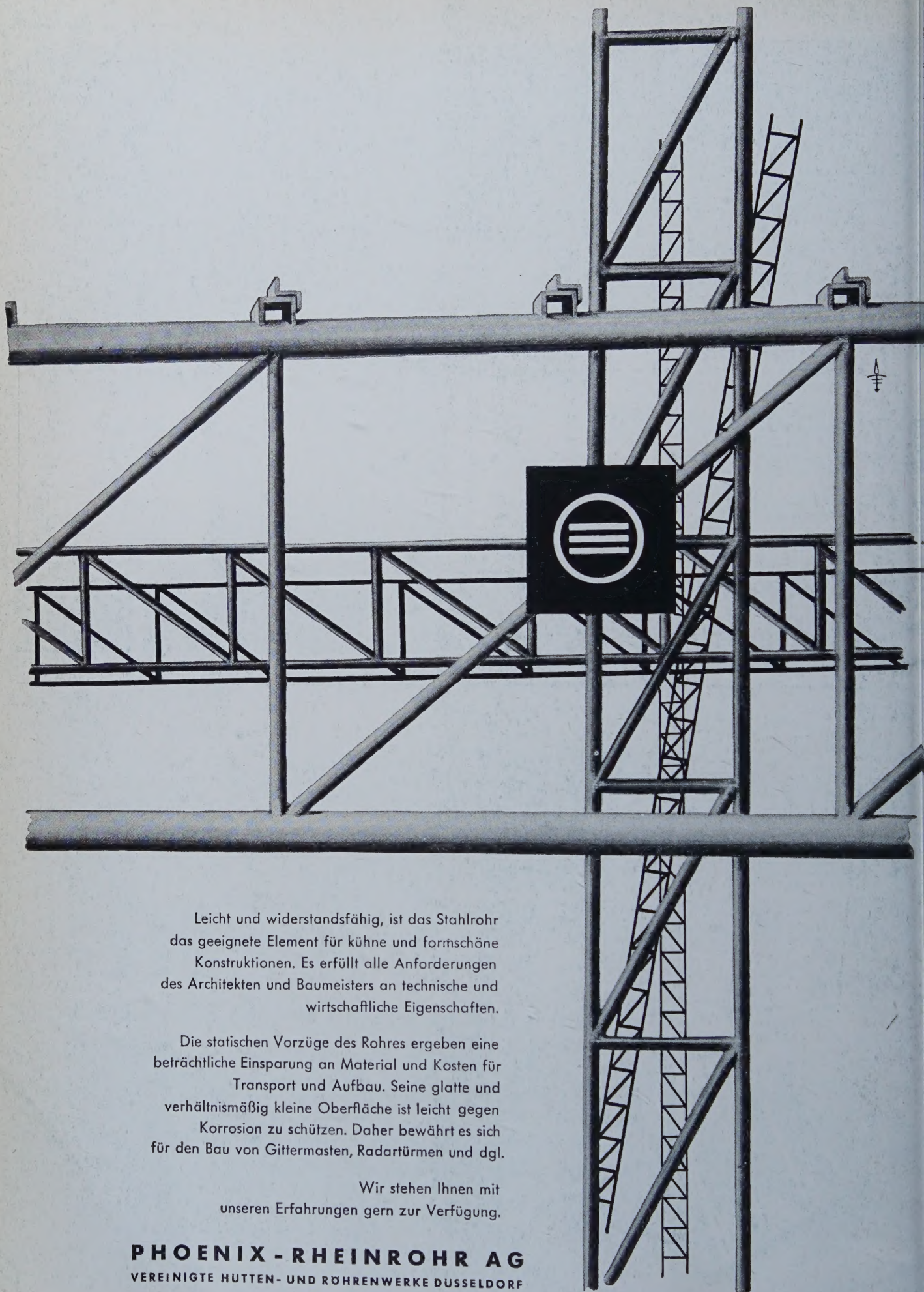
IN JEDLICHER AUSFÜHRUNG



**M. STREICHER**

EISEN- UND STAHLGIESSEREI · STUTTGART-BAD CANNSTATT





Leicht und widerstandsfähig, ist das Stahlrohr das geeignete Element für kühne und formschöne Konstruktionen. Es erfüllt alle Anforderungen des Architekten und Baumeisters an technische und wirtschaftliche Eigenschaften.

Die statischen Vorzüge des Rohres ergeben eine beträchtliche Einsparung an Material und Kosten für Transport und Aufbau. Seine glatte und verhältnismäßig kleine Oberfläche ist leicht gegen Korrosion zu schützen. Daher bewährt es sich für den Bau von Gittermasten, Radartürmen und dgl.

Wir stehen Ihnen mit unseren Erfahrungen gern zur Verfügung.

**PHOENIX - RHEINROHR AG**  
VEREINIGTE HUTTEN- UND RÖHRENWERKE DUSSELDORF